
COMUNE DI CAPERGNANICA
Provincia di Cremona

**Nuova costruzione di insediamento per
allevamento suini**

Foglio 4 – Mappale 36



Relazione Geologica e Geotecnica (R1 R2 R3)

(ai sensi del D.M. 17/01/2018, DGR 2616/2011 e DGR 5001/2016)

committente

Allevamento Bianchetti Luigia
Cascina Melesa, 1 – 26010 Capergnanica (CR)

07 aprile 2020



INDICE

1.	PREMESSA E QUADRO DI RIFERIMENTO NORMATIVO	3
2.	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	7
3.	RELAZIONE GEOLOGICA	7
4.	ATTIVITA' CONOSCITIVE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E GEOTECNICHE DEL SITO DI INTERESSE	7
5.	DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO: DETERMINAZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI "fk" DEI PARAMETRI DEL TERRENO DI FONDAZIONE	20
6.	DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO, DELLA CATEGORIA TOPOGRAFICA E DEI PARAMETRI SISMICI DI SITO E DI PROGETTO IN RELAZIONE ALLA PERICOLOSITA' SISMICA DELL'AREA.....	21
7.	VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI TERRENI ATTRAVERSO IL METODO DELLE "TENSIONI AMMISSIBILI" E STIMA DEI CEDIMENTI – D.M. LL.PP. 11/03/1988	26
8.	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" AL COLLASSO PER CARICO LIMITE DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 17/01/2018) – <u>CONDIZIONI STATICHE</u>	29
9.	VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO "SLE" (D.M. 17/01/2018) – <u>CONDIZIONI STATICHE</u>	33
10.	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" E DI ESERCIZIO "SLE" DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 17/01/2018) – <u>CONDIZIONI DINAMICHE</u>	35
11.	CONCLUSIONI	38

ELENCO ALLEGATI

1. Inquadramento geografico (scala 1:10.000)
2. Inquadramento geologico (scale 1:25.000)
3. Ubicazione indagini e caratteristiche tecniche del penetrometro in uso
4. Prove penetrometriche dinamiche
5. Approfondimento sismico di II livello
6. Parametri sismici di sito e di progetto



1. PREMESSA E QUADRO DI RIFERIMENTO NORMATIVO

Su incarico della Committenza viene redatta la presente Relazione Geologica e Geotecnica, che espone le modalità e le risultanze dell'indagine geognostica eseguita in comune di Capergnanica (CR), nelle aree identificate catastalmente al Foglio n. 4, particella n. 36, a supporto della progettazione di un intervento di costruzione nuovo insediamento per allevamento suini.

Scopo dell'indagine è stato la caratterizzazione geologica del sito e geotecnica dei terreni presenti nell'area, come prescritto dal Testo Unico di recente aggiornato "Norme Tecniche per le Costruzioni" (**D.M. 17/01/2018**) e come già prima previsto dal **D.M. LL. PP. 11/03/88** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione", emanato in attuazione della Legge 02/02/1974 n. 64, art. 1, che impone per tutte le opere presenti sul territorio nazionale la realizzazione di apposite indagini di approfondimento geologico e geotecnico a supporto della progettazione, oltre che in osservanza della **D.G.R. Lombardia n. 2616/2011** e delle Norme Geologiche di Piano del vigente P.G.T. comunale di Capergnanica.

Dal punto di vista normativo si è fatto riferimento a:

- ✓ **Legge 2 febbraio 1974, n. 64:** Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- ✓ **Ministero dei Lavori Pubblici, Decreto Ministeriale 11 marzo 1988:** Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione e relativa **Circolare n. 30483 del 28 settembre 1988**
- ✓ **Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008:** Testo Unitario – Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- ✓ **Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018:** Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (Supplemento Ordinario alla G.U. n. 42 del 20/02/2018 – Serie Generale, n. 8)
- ✓ **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici:** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009
- ✓ **Legge 24 giugno 2009, n. 77:** Interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici nella regione Abruzzo nel mese di aprile 2009 e ulteriori interventi urgenti di protezione civile
- ✓ **Regione Lombardia, Delibera di Giunta Regionale 30 novembre 2011 n. IX/2616:** Aggiornamento dei criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT
- ✓ **Regione Lombardia, Delibera di Giunta Regionale 11 luglio 2014 n. X/2129:** Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (L.R. 1/2000, art. 3, comma 108, lett. d)
- ✓ **Regione Lombardia, Legge Regionale 12 ottobre 2015 n. 33:** Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche; come modificata dall'art. 16 della L.R. 29 dicembre 2015 n. 42



- ✓ **Regione Lombardia, Delibera di Giunta Regionale 30 marzo 2016 n. X/5001:** approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (L.R. 33/2015, art. 23 comma 1 e art. 13 comma 1)

Come si evince dall'elenco riportato, le normative citate comprendono il D.M. 17-01-2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni", in attuazione dal 22 marzo 2018, che prevede che le verifiche strutturali vengano sempre effettuate con il metodo agli stati limite, in condizioni statiche ed in condizioni dinamiche.

Ai sensi dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" (G.U. n. 105 del 8.5.2003), allegato 1, il territorio comunale di Capergnanica era classificato in zona 4, definita come un'area con accelerazione orizzontale a_g/g , con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, inferiore a 0.05.

Con DGR 2129-2014 la Regione Lombardia ha provveduto a riclassificare, dal punto di vista sismico, il territorio di propria competenza, e ha attribuito il comune di Capergnanica alla più penalizzante **Zona Sismica 3**.

Tale classificazione sismica è stata confermata da Regione Lombardia con **D.G.R. 30 marzo 2016 n. X/5001** "Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (L.R. 33/2015, art. 23 comma 1 e art. 13 comma 1)", entrata definitivamente in vigore il 10 aprile 2016. Pertanto, il presente elaborato tecnico tiene conto, a norma di legge, della nuova classificazione sismica di Capergnanica, ovvero della Zona Sismica 3.

Per quanto riguarda la categoria di tipo di costruzione, si può fare utilmente riferimento alla tabella che segue, cui si riferisce il testo del D.M. 14/01/2008 e modificata dalla tabella 2.4.1 delle NTC2018, dalla quale si evince come l'opera in futura edificazione sul lotto in esame appartenga alla seconda categoria.

Classificazione di costruzioni e opere secondo il D.M. 17/01/2018 NTC

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Infine, per quanto attiene la classe d'uso, la tipologia di costruzione in progetto rientra nella classe I, nella quale sono comprese "Costruzioni con presenza solo occasionale di persone. Edifici Agricoli".

Non risulta pertanto possibile applicare la verifica alle Tensioni Ammissibili, secondo il D.M. LL. PP. 11.03.1988, non più ammessa. Nonostante ciò, al fine di consentire un confronto che si ritiene utile e costruttivo tra i diversi metodi e risultati cui gli stessi pervengono, e sui quali è naturalmente consolidata



una diversa esperienza da parte degli operatori, l'elaborazione dei dati viene fornita secondo il metodo sopra indicato di vecchio utilizzo sul quale è consolidata una grande e storica esperienza diretta da parte degli operatori, oltre che anche secondo il metodo agli stati limite, secondo le N.T.C. 2018.

1.1 Verifica della fattibilità geologica dell'intervento (D.G.R. 2616/2011)

Il Comune di Capergnanica con l'approvazione dello Studio Geologico del Territorio Comunale realizzato ai sensi dell'art. 57 della L.R. 12/2005 nell'ambito del nuovo *Piano di Governo del Territorio*, prevede recenti e precise disposizioni e obblighi di carattere locale in merito alla preventiva caratterizzazione geologica dei siti e geotecnica dei terreni da compiere per ogni singolo intervento edificatorio, peraltro da tempo ugualmente prevista e resa obbligatoria in sede di progettazione preliminare dalle regolamentazioni nazionali e comunitarie già vigenti e citate e la cui inosservanza è punita a norma dell'art. 20 della Legge 2 febbraio 1974 n. 64.

In conseguenza di ciò il presente elaborato oltre ad evadere le prescrizioni derivanti dalle normative in vigore di carattere sovracomunale, soddisfa anche i requisiti base previsti dalle norme di fattibilità geologica contenute nello strumento urbanistico comunale vigente, con specifico riferimento all'art. 6 delle NTA del PGT. In particolare, l'area investigata è inserita in **Classe di Fattibilità 2**, definita con modeste limitazioni (figura 1).

L'opera risulta quindi assentibile e realizzabile nel rispetto, oltre che della normativa tecnica e sismica nazionale e regionale prima citata, anche delle Norme Geologiche di Piano Comunali.

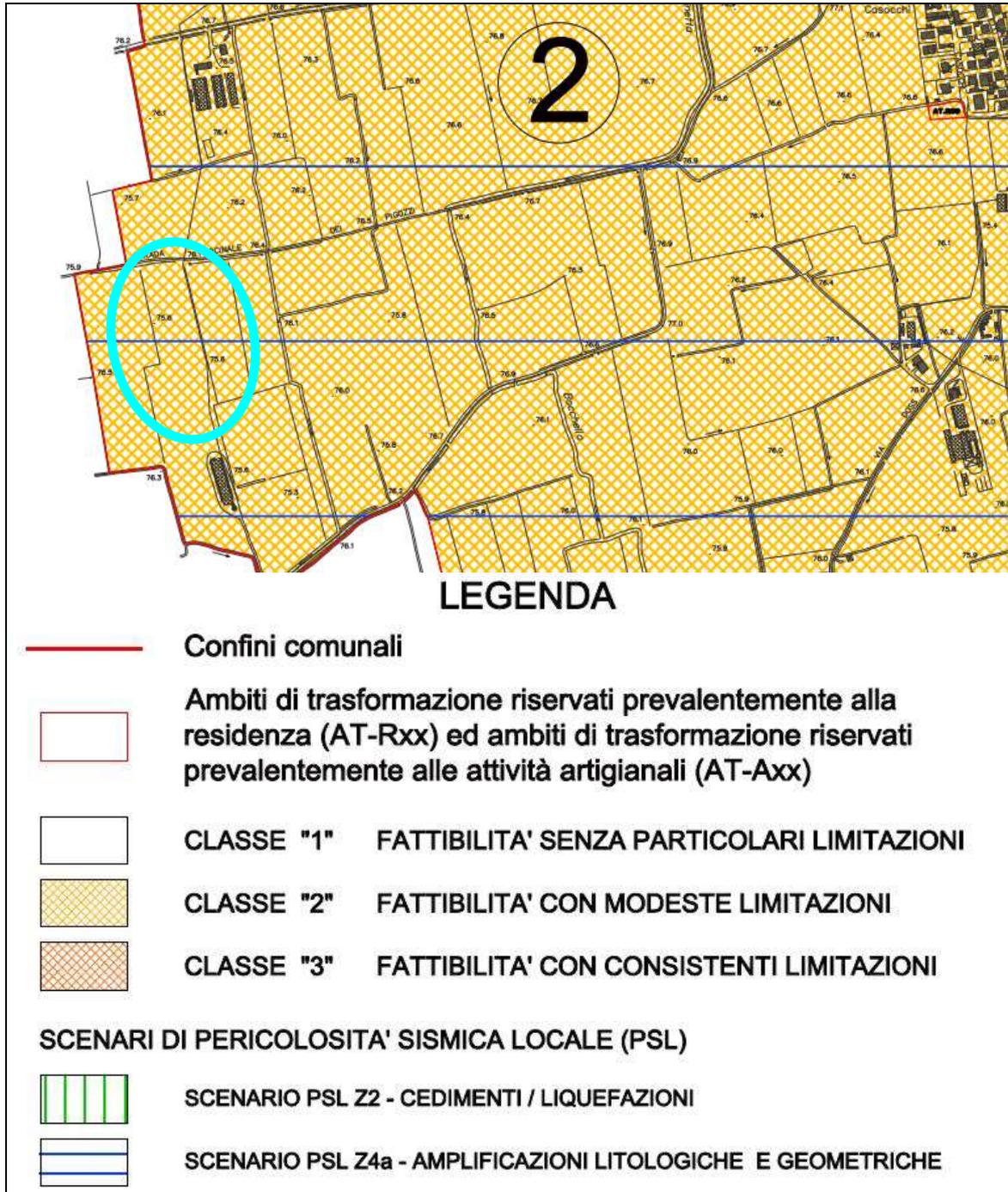


Fig. 1: stralcio della carta di fattibilità geologica comunale di Capergnanica (dott. Malerba). Nel circolo azzurro è racchiusa l'area in esame, appartenente alla classe 2 e allo scenario di amplificazione sismica locale Z4a

2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area interessata dall'indagine si trova in comune di Capergnanica (CR), nella porzione occidentale del territorio comunale, in prossimità del limite di confine comunale con il territorio di Chieve, ed è inquadrata nei fogli C6b5 e C7b1 della Carta Tecnica (scala 1:10.000) della Regione Lombardia (allegato 1).

In particolare, il lotto interessato dal progetto (figura 2), si trova ad una quota di circa 76 m s.l.m., in un contesto completamente pianeggiante.

Dal punto di vista catastale, le aree di intervento sono identificate al Foglio 4, mappale 36 del c.c. di Capergnanica

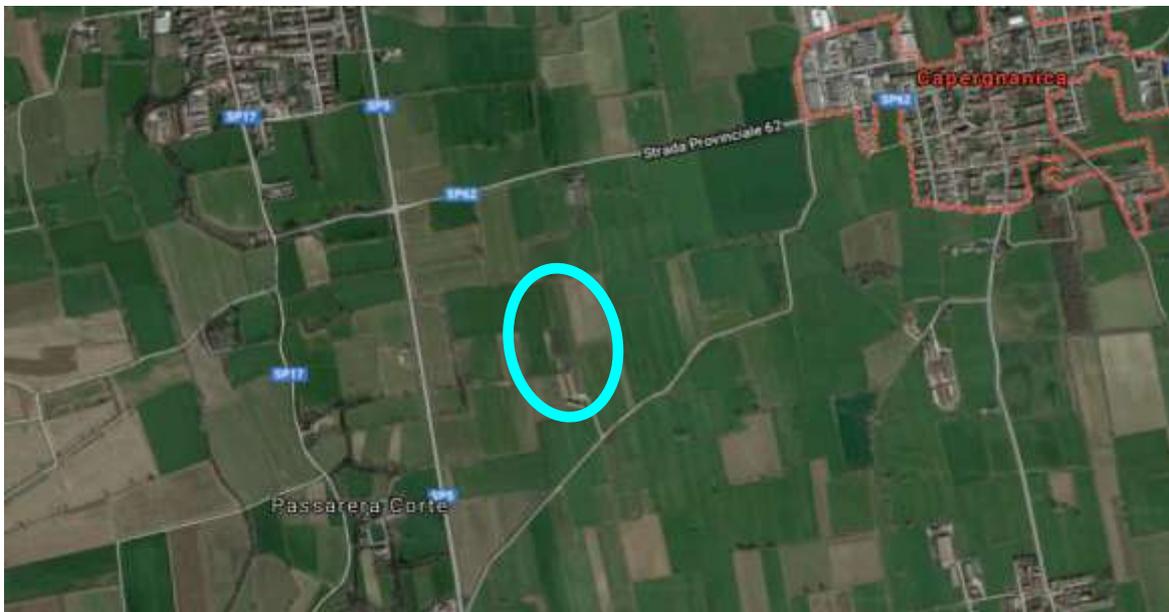


Fig. 2: visione area dell'area in studio e interessata dal progetto (circolo azzurro)

3. RELAZIONE GEOLOGICA

3.1 SUOLO E SOTTOSUOLO: GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA DELL'AREA

Dal punto di vista geologico l'area si inserisce all'interno di un panorama caratterizzato dalla presenza di depositi di origine fluvioglaciale, legati all'attività e all'evoluzione dei bacini del Serio e dell'Adda.

Dalle informazioni note e dal rilevamento effettuato in un intorno significativo dell'area di interesse è emerso che l'elemento morfologico principale è costituito dalla pianura terrazzata, percorsa alle quote topografiche più depresse dal Fiume Serio e dal Fiume Adda. La presenza dei diversi terrazzamenti è la testimonianza di eventi geologici (erosioni alternate a sedimentazioni) legati all'attività del corso d'acqua e alla sua evoluzione durante le ere geologiche fino all'epoca presente.



Le scarpate e gli orli di terrazzo, degradanti verso i fiumi e in alcuni casi ancora molto ben evidenti, sono spesso modificate nel loro andamento, quando non pesantemente alterate dalle attività agricole e dagli interventi umani, che hanno mascherato la situazione originale appianando in diversa misura i dislivelli.

Facendo un comodo riferimento ai Fogli n. 46 "Treviglio" e n. 60 "Piacenza" della Carta Geologica d'Italia (allegato 2) è possibile osservare che i depositi costituenti il Livello Fondamentale della Pianura risultano incisi dai diversi affluenti del Po che, dopo una fase erosiva, sono passati in fase sedimentaria formando una serie di depositi organizzati in fasce grossomodo parallele ai corsi d'acqua. A seguito dell'alternarsi ripetuto di periodi di deposito e fasi di erosione si ha la formazione di una serie di terrazzi, come evidente nell'area esaminata.

Partendo dalle quote topografiche più elevate è possibile distinguere con facilità:

- Livello Fondamentale della Pianura, o Piano Generale Terrazzato: formato nell'area in esame da alluvioni di origine fluvioglaciale sabbioso-argillose con lenti di ghiaia a ciottoli minuti, ricoperte da suoli bruni o rossastri (allegato 2, sigla f^{9w}). Su questa unità geomorfologica sorge e si è sviluppato l'abitato di Capergnanica. La morfologia di questo esteso ambito è piuttosto uniforme, contraddistinta da una sostanziale e monotona regolarità plano-altimetrica priva di significative evidenze, a costituire un ampio tavolato ben delimitato dalla serie di orli di scarpata convergenti di origine fluviale che lo raccordano alle depressioni vallive dell'Adda (a ovest) e del Serio (a est), in questi tratti ben incise. In particolare, il più vicino orlo di terrazzo principale corre a ovest dell'abitato di Capergnanica, in comune di Chieve, a indicare il passaggio all'ampia depressione valliva abduana.
- Valle alluvionale attuale del Serio, costituita dai depositi più prossimi all'alveo del fiume, litologicamente a composizione sabbioso-argillosa e a tratti più marcatamente ghiaiosa, priva di terrazzamenti minori e secondari sospesi sull'alveo attuale, a formare aree anche attualmente esondabili. Un unico orlo di terrazzo morfologico principale individuato da una scarpata ben conservata e ad andamento ampio e falcato separa circa 3,7 km a est di Capergnanica la valle, piuttosto stretta, dalla pianura stabile vera e propria sopra descritta.
- Valle alluvionale attuale dell'Adda, formata da un duplice terrazzamento: terrazzo intermedio, a quote inferiori rispetto al Livello Fondamentale e costituente un areale sviluppato prevalentemente in sponda sinistra dell'Adda, sul quale insistono gli abitati di Agnadello, Rivolta d'Adda, Pandino, Spino d'Adda; si tratta di depositi più recenti di quelli del Livello Fondamentale e litologicamente, nel tratto a ovest di Chieve, costituiti da sabbie grigie, non alterate, con rara presenza di ciottoli e frequenti intercalazioni di argilla e torba. Segue un terrazzamento secondario formato dai depositi più prossimi all'alveo del fiume, litologicamente costituiti da sabbia mista a ghiaia e rari ciottoli.



L'area investigata, a morfologia completamente pianeggiante, si trova sul Livello Fondamentale della Pianura, in un'area pertanto sicura da rischi di tipo idraulico o alluvionale legati alla presenza del Serio e dell'Adda, e del tutto esterna alle perimetrazioni delle Fasce Fluviali P.A.I. tracciate dall'Autorità di Bacino.

3.2 CARATTERISTICHE IDRAULICHE, IDROGEOLOGICHE E PIEZOMETRIA: LE ACQUE SUPERFICIALI E SOTTERRANEE

L'area in esame, se si eccettua la presenza dei fiumi Serio e Adda, presenti in areali non direttamente coinvolti dal progetto in esame, risulta attraversata da numerosi corsi d'acqua, pochi dei quali tuttavia caratterizzati da portate superiori a 1 m³/sec; l'esistenza di questa rete idrica superficiale risulta strettamente legata alle derivazioni di rogge e canali irrigui dai fiumi Adda e Serio e dai canali Retorto e Vacchelli, oltre che al fenomeno delle risorgive, diffuse in tutta la pianura lombarda a nord e a ovest di Crema (figura 3), concentrate lungo una fascia ad andamento ovest-est di ampiezza variabile e caratterizzate ovunque dalla venuta a giorno di acque dal sottosuolo a elevata limpidezza e temperatura costantemente sui 12°÷14°.

Essi hanno origine nell'alta pianura dalle acque di risorgiva che affiorano in superficie in corrispondenza del passaggio dai sedimenti grossolani e permeabili (ciottoli e ghiaie) dell'alta pianura a quelli più fini e impermeabili (limi e argille) della bassa. In particolare, le acque sorgive sono acque di prima falda alimentata a monte da estesi fenomeni di percolazione. La presenza dei fontanili lungo l'ampia fascia indicata rappresenta una condizione di bassissima soggiacenza della falda freatica, che non coinvolge direttamente l'area investigata.

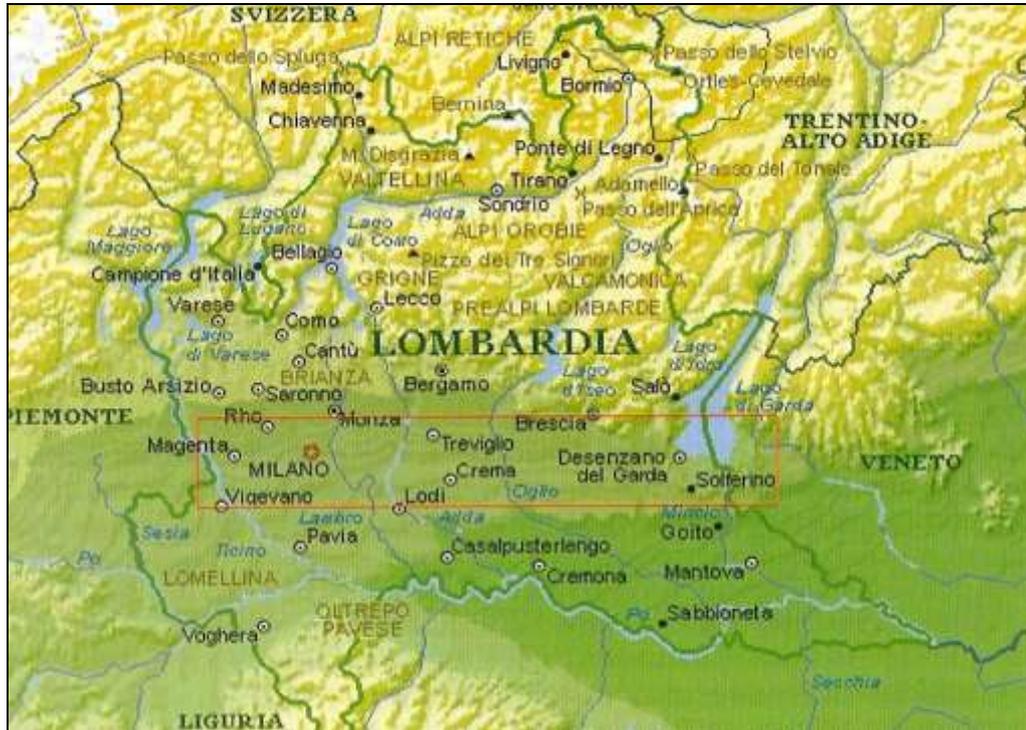


Fig. 3: la fascia dei fontanili nel territorio lombardo

La rete idrografica artificiale, deputata al convogliamento con scopi irrigui delle portate alimentate a nord dai fontanili e dalle già citate derivazioni da Adda, Serio e canali Retorto e Vacchelli è costituita da una fitta serie di canali, rogge, cavi, adduttori e colatori.

Per l'area in esame è comunque escluso il rischio idraulico o di esondazione da parte del reticolo idrografico superficiale.

La sostanziale omogeneità geologica e geomorfologica del territorio di Capergnanica si riflette anche sui meccanismi di circolazione sotterranea dell'acqua e sulla geometria delle unità litologiche ospitanti le diverse falde acquifere: la presenza di un solo ambiente deposizionale uniforme per litologia e organizzazione tessiturale dei depositi (Livello Fondamentale della Pianura), rende relativamente semplice la ricostruzione dell'assetto delle acque sotterranee, sottoposte peraltro, per quanto concerne la falda più superficiale, a un fortissimo controllo piezometrico da parte della rete idrografica superficiale e delle pratiche irrigue.

In linea generale, nell'areale di stretto interesse per i fini perseguiti dal presente elaborato, il quadro idrogeologico locale appare in analogia con l'intero territorio padano a sud delle Alpi, fortemente predisposto alla formazione di falde acquifere impilate verticalmente. La monotona anche se imprevedibile presenza di una successione di livelli permeabili e impermeabili e l'andamento sostanzialmente monoclinale del pacco alluvionale complessivo, intersecato dalle già descritte incisioni vallive dei principali



fiumi, costituiscono i fondamentali fattori predisponenti di questa situazione, nella quale si individua un acquifero superficiale a pelo libero, seguito in profondità da più falde sovrapposte generalmente in pressione. L'acquifero superficiale, che assume una potenza rilevante nel saturare e intridere d'acqua il sottosuolo di Capergnanica, mantiene il proprio pelo libero a breve distanza dalla superficie topografica, con una soggiacenza attestata quasi costantemente a pochi metri di profondità (in media 6-8 sul Livello Fondamentale e quindi nell'area in studio); il livello di massima risalita di falda è tale comunque che nel territorio comunale non arriva mai a lambire il piano campagna. La profondità della falda non si mantiene costante durante il corso dell'anno anche in conseguenza delle pratiche irrigue che in questa zona, come in gran parte della campagna cremasca adibita alla coltivazione intensiva del mais o ai prati stabili da foraggio, vengono massicciamente praticate a scorrimento, mentre assai minore appare l'effetto di variabili stagionali quali più o meno lunghi periodi di forti precipitazioni.

Con il riscontro dello *Studio Idrogeologico della provincia di Cremona* (Associazione Cremona Ambiente, 1992) e del già citato Studio Geologico comunale (P.G.T.), è possibile delineare con una approssimazione accettabile la successione verticale delle diverse litozone nel territorio di Capergnanica:

- litozona superficiale, ospitante la falda acquifera più superficiale, formata da sedimenti di medio-alta permeabilità, a componente sabbiosa dominante, con alternanze di livelli a ghiaia fine. Lo spessore di tale litozona varia tra i 30-40 m, oltre i quali la disponibilità di acqua si riduce. Questa falda, interagente con la rete idrografica superficiale e a cui attingono i numerosi pozzi realizzati a bassa profondità e le risorgenze dei fontanili ove presenti, è alimentata sia direttamente dalla superficie oltre che dal deflusso sotterraneo, che ha la sua zona di alimentazione nelle conoidi pedemontane bergamasche, ed è fortemente governata dal Fiume Serio e dal Fiume Adda; essa fluisce verso sud e verso l'alveo dei fiumi, che ne costituiscono il livello idrogeologico di base controllandone le alterne fasi di alimentazione o drenaggio.
- seconda litozona: la disponibilità d'acqua si riduce sensibilmente in quanto le litologie divengono prevalentemente limoso-argillose con sottili e sporadiche intercalazioni di sabbia e ghiaia fine non sufficienti a garantire una portata idrica significativa. La profondità è compresa tra i 40 e gli 80 m da p.c.
- terza litozona: oltre gli 80-90 m di profondità è possibile presumere, all'interno dei sedimenti limoso-sabbiosi o argillosi a bassa permeabilità, la presenza di intervalli di sabbia e ghiaia di varia estensione laterale e potenza, ospitanti acquiferi dotati di buone potenzialità, isolati o protetti da eventuali carichi inquinanti provenienti dalla superficie e potenzialmente sfruttabili o sfruttati per scopi idropotabili.

La consultazione della banca dati resa disponibile attraverso l'Atlante Ambientale della Provincia di Cremona consente di stimare in circa 9 m la profondità media della falda freatica da piano campagna. Si

tratta di un dato che, pur passibile di oscillazioni, consente di affermare che non sussiste interferenza fra le opere in progetto (prive di vani interrati) e le dinamiche di deflusso idrico ipogeo.

Per quanto concerne la vincolistica di tipo idrogeologico nel comune di Capergnanica è presente l'area di salvaguardia della captazione ad uso potabile pubblica, distinta in fascia di tutela assoluta ($r = 10$ m) e fascia di rispetto ($r = 200$ m) circostanti il pozzo. L'area di intervento oggetto del presente elaborato tecnico è completamente esterna alla zona sottoposta a tale vincolo.

4. ATTIVITA' CONOSCITIVE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E GEOTECNICHE DEL SITO DI INTERESSE

Alla ricerca bibliografica preliminare prima esposta, che ha visto la consultazione della cartografia tematica disponibile, e al rilievo idrogeologico e geomorfologico di dettaglio, esteso ad un intorno ritenuto significativo rispetto alle aree di futuro intervento, sono state affiancate indagini dirette, finalizzate alla verifica delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, realizzate ad hoc il giorno 01/10/2019 dagli scriventi in corrispondenza del futuro manufatto.

La campagna di indagine geognostica è consistita nell'esecuzione di n. 3 prove penetrometriche dinamiche DPSH, mentre per la caratterizzazione sismostratigrafica del sottosuolo ci si è avvalsi dell'esito di una prospezione di sismica passiva (test H/V), eseguita dagli scriventi sul territorio comunale di Capergnanica, all'interno dello stesso contesto geologico e a una distanza di poco più di 1 km in direzione NE (figura 4), ritenuta pertanto significativa per le finalità di cui al presente elaborato tecnico, anche in ragione della classe d'uso (edificio agricolo) delle opere in progetto.



Fig. 4: *Nel circolo verde l'area di prossimo intervento, mentre in quella rossa l'area di esecuzione dei test sismici*



4.1 Prove penetrometriche dinamiche

Le prove penetrometriche dinamiche sono state realizzate con un penetrometro superpesante modello "Pagani TG 73-100" con maglio da 73,5 kg (allegato 3 e immagine di copertina), seguendo la metodologia AGI (*Associazione Geotecnica Italiana*) con rilevazione del numero di colpi per avanzamenti unitari delle aste di 30 cm; le caratteristiche tecniche del penetrometro utilizzato sono riportate in all. 3.

Questo tipo di indagine strumentale diretta, che rappresenta uno dei sistemi maggiormente diffusi e testati a livello internazionale, consente di rilevare la resistenza alla penetrazione nel terreno di una punta metallica, di dimensioni e peso standardizzate, energizzata dalla caduta di una massa, anch'essa di peso e altezza di caduta standard; tutta la strumentazione e le modalità operative rispettano standard definiti a livello internazionale dall'ASTM (*American Standard Testing Materials*) circa le indagini nel sottosuolo con scopi geotecnici.

In tale modo è possibile costruire un diagramma (allegato 4) nel quale per ogni verticale di indagine sono correlati il numero di colpi rilevati per avanzamenti unitari con la profondità raggiunta a ogni intervallo di misura (cioè in questo caso 30 cm), che costituisce l'elaborato base da cui estrapolare le proprietà fisiche del terreno attraversato e interpretarne, in maniera indiretta, la composizione granulometrica.

La profondità di investigazione si è estesa sino a quote ritenute sufficienti a caratterizzare la porzione di terreno che sarà interessata dalla diffusione dei carichi indotti, per uno spessore raggiunto dalla prospezione pari a 8,40 m da p.c., tale da contenere il cosiddetto "volume di terreno significativo" secondo le Raccomandazioni AGI del 1977, ovvero la porzione che, secondo la teoria di Boussinesq e in relazione al tipo di fondazione in progetto, vedrà il maggior incremento delle pressioni litostatiche indotte.

4.2 Caratterizzazione sismica del sito

Per la caratterizzazione geofisica del sito, ci si è avvalsi dell'esito di due registrazioni di sismica passiva (test H/V) eseguite poco più di 1 km a nordest dell'area di intervento, all'interno del medesimo contesto geologico, e pertanto ritenute significative anche per le finalità di cui al presente elaborato tecnico.

L'indagine geofisica eseguita si avvale della metodologia basata sulla tecnica H/V, che consente una caratterizzazione sismica del sottosuolo mediante l'individuazione delle discontinuità sismiche e la stima della $V_{s,eq}$, come esplicitamente richiesto dalle NTC 2018. Le interpretazioni sono state supportate dalla consultazione della bibliografia locale e di tutte le indagini geognostiche eseguite nel sito in esame e nelle sue vicinanze.



Fig. 5: esecuzione della misura di sismica passiva a stazione singola n. 1 nel sito di Capergnanica

La sismica passiva è il ramo della sismologia che studia il rumore sismico ambientale, definito come l'insieme delle piccole vibrazioni sismiche presenti ovunque sulla superficie terrestre e generate da sorgenti naturali o antropiche. Le onde sismiche che ne derivano sono tipicamente a bassa energia, con ampiezze dell'ordine di $10^{-4}/10^{-2}$ mm (Okada; 2003). Inoltre, in base al contenuto in frequenza, inferiore o superiore a 0,5 Hz, si parla rispettivamente di microsismica (primariamente di origine naturale) o microtremore (di origine generalmente antropica).

Il rumore sismico ambientale è una sorgente di eccitazione per la risonanza del sottosuolo e degli edifici, da cui la possibilità di estrarre da esso, mediante opportune tecniche di analisi, informazioni sui sistemi risonanti studiati. Il metodo dei rapporti spettrali H/V è basato sul calcolo del rapporto degli spettri di Fourier del rumore nel piano orizzontale H e della componente verticale V (Nakamura; 1989). Il significato teorico del rapporto spettrale H/V è abbastanza immediato nel caso in cui si consideri un mezzo semplice formato da due soli strati: il bedrock ed uno strato superficiale più soffice.

Si precisa che per bedrock si intende qualunque strato con velocità nettamente maggiore di quello sovrastante, in grado di determinare un picco di risonanza; tale strato non deve necessariamente essere una roccia ma, soprattutto in ambiti di pianura, può essere una sabbia o una ghiaia molto addensata o cementata.

Le frequenze di risonanza, in questo sistema, sono pertanto date da:

$$f_r = \frac{V_s}{4H}$$

dove V_s indica la velocità delle onde di taglio nel mezzo e H lo spessore dello strato che risuona alla frequenza f_r .

Tali frequenze, associabili ai picchi del rapporto H/V, possono essere quindi eccitate dal rumore di fondo e diventare visibili nello spettro del rumore sismico misurato in superficie.



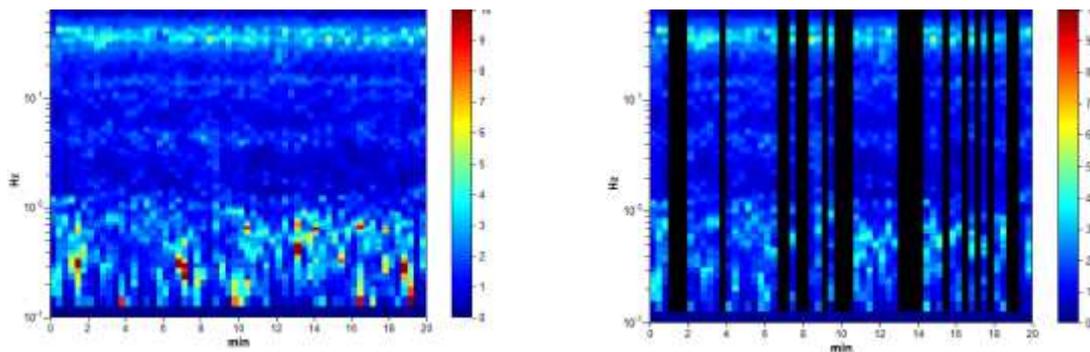
Per quanto riguarda, infine, l'elaborazione delle misure, su ciascuna tomografia sono state eseguite le seguenti operazioni.

- **Analisi della traccia.** La pulizia della traccia è preliminare a qualsiasi tipo di modellazione. La rimozione dei disturbi è di fondamentale importanza anche per l'analisi delle curve H/V. Tali curve devono essere statisticamente significative, ossia essere caratterizzate da una deviazione in ampiezza e in frequenza ridotta. Quando questa caratteristica non sia presente sin dall'inizio, essa va ricercata tramite una pulizia del tracciato.
- **Modellazione.** L'osservazione simultanea delle curve H/V e degli spettri delle singole componenti permette di distinguere i picchi di origine stratigrafica da quelli di natura antropica. Un picco di origine naturale individuato sulla curva H/V coincide, sugli spettri delle singole componenti, ad un minimo locale della componente spettrale verticale.

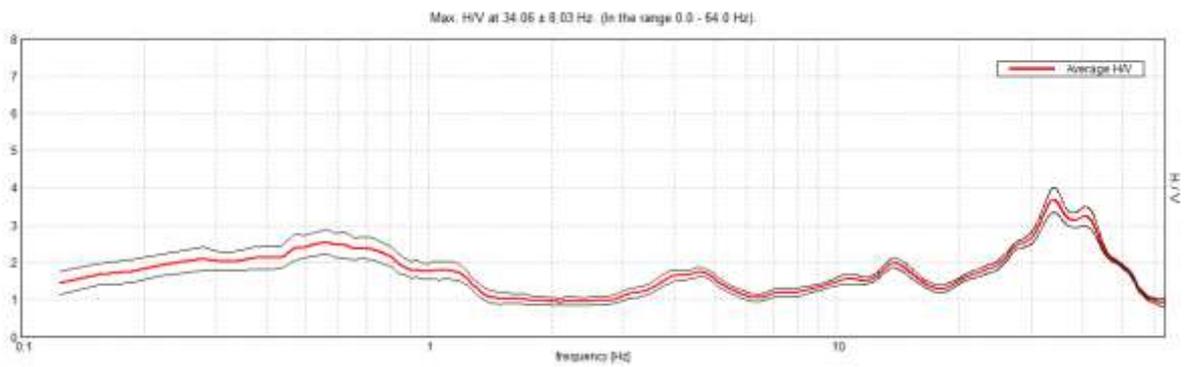
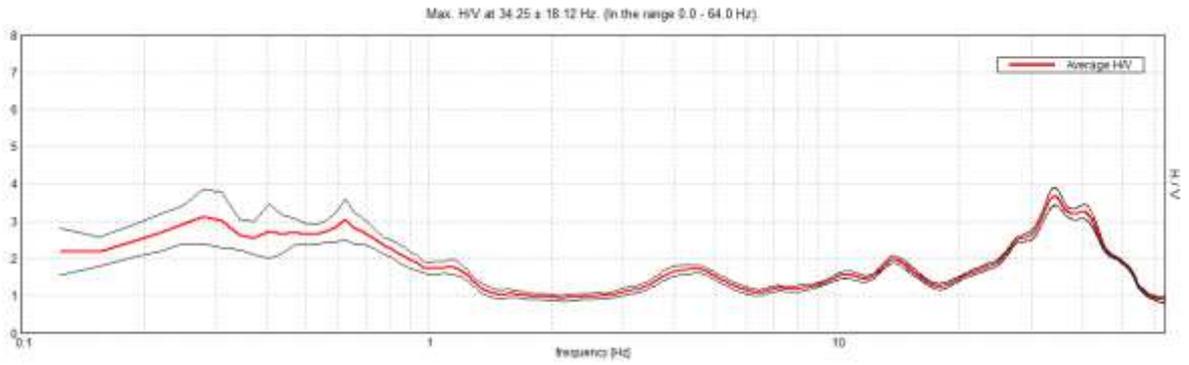
MISURA I

Frequenza di campionamento	128 Hz	Condizioni meteorologiche	Sereno
Data registrazione	21/05/2016	Lunghezza finestre	20 s
Terreno di misura	Naturale	Tipo di lisciamiento	Triangular window
Accoppiamento suolo strumento	Piedini lunghi	Lisciamiento	10 %
Orientamento dello strumento	Nord	Durata della registrazione	20' 00"
Vincolo stratigrafico	Prove penetrometrica		

Analisi della traccia

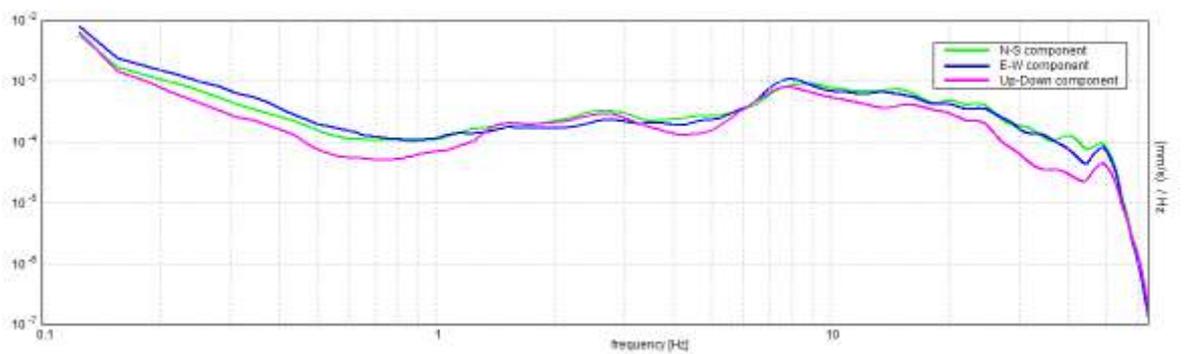
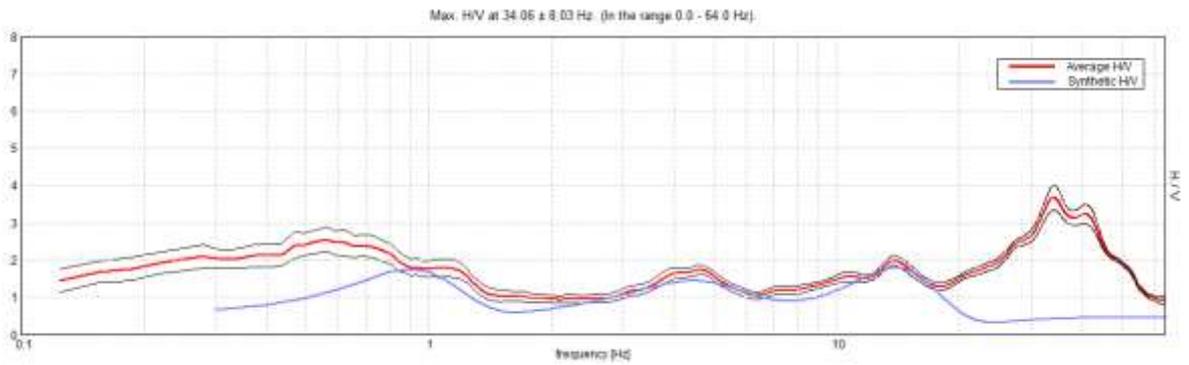


Serie temporale H/V durante la misura e in seguito alla rimozione dei disturbi



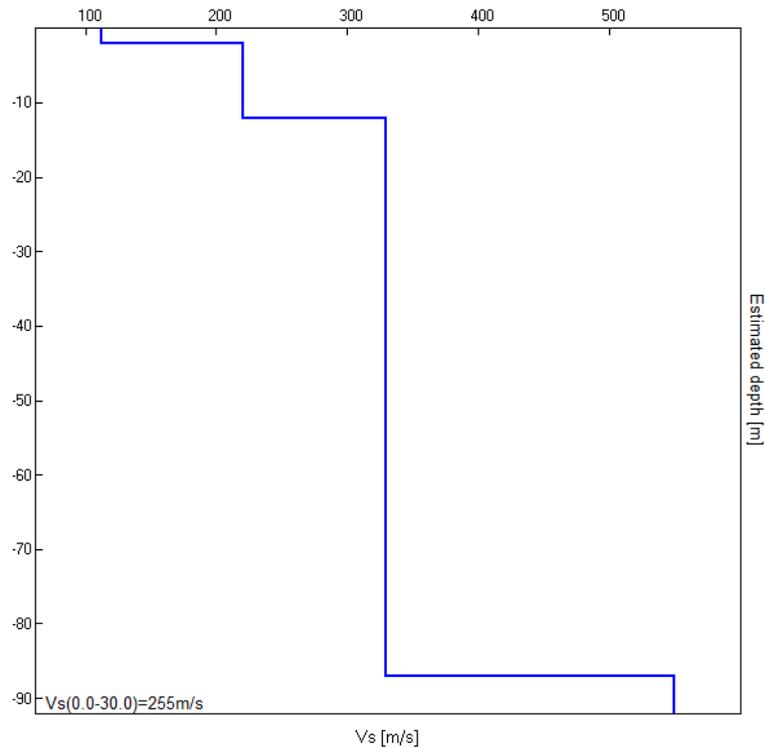
Curve H/V e deviazione standard prima e dopo la rimozione dei disturbi

Modellazione





Dall'alto in basso: curva H/V nella prima immagine; spettri delle singole componenti nella seconda immagine



Andamento della Vs con la profondità

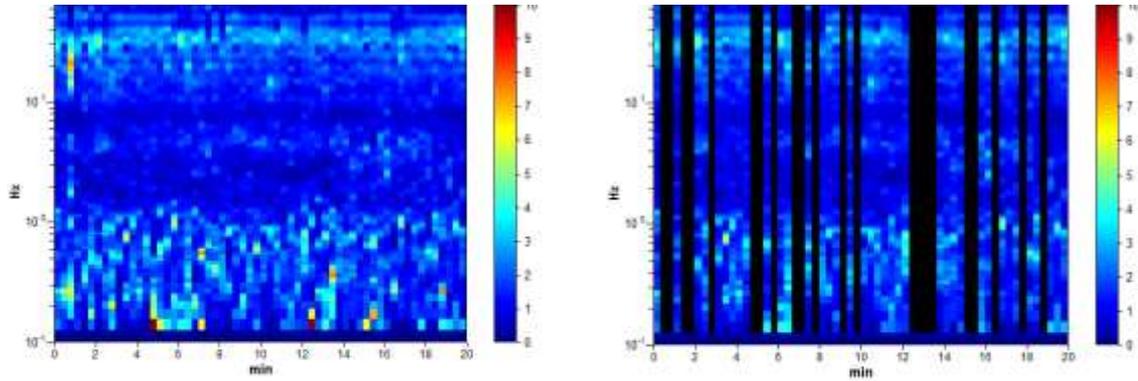
Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Frequenza [Hz]
2,00	2,00	112	14,00
12,00	10,00	220	5,5
87,00	75,00	330	1,10
∞	∞	550	-

MISURA II

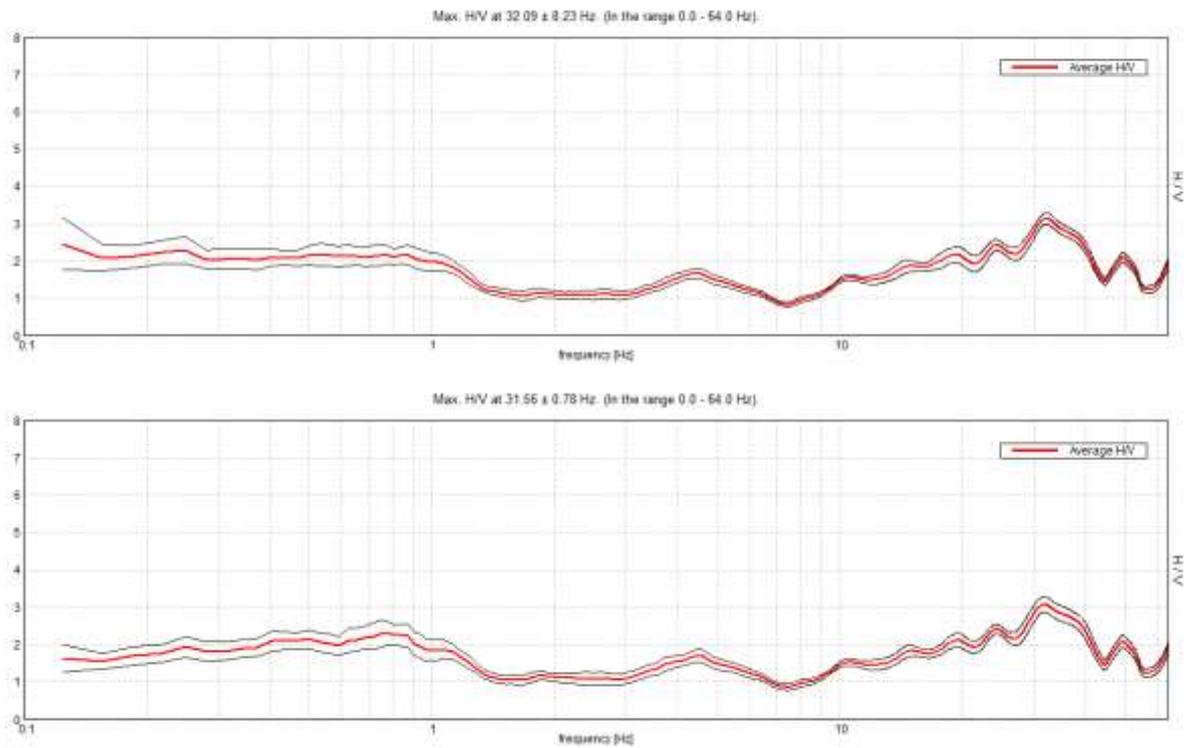
Frequenza di campionamento	128 Hz	Condizioni meteorologiche	Sereno
Data registrazione	21/05/2016	Lunghezza finestre	20 s
Terreno di misura	Naturale	Tipo di lisciamiento	Triangular window
Accoppiamento suolo strumento	Piedini lunghi	Lisciamiento	10 %
Orientamento dello strumento	Nord	Durata della registrazione	20' 00"
Vincolo stratigrafico	Prova penetrometrica		



Analisi della traccia

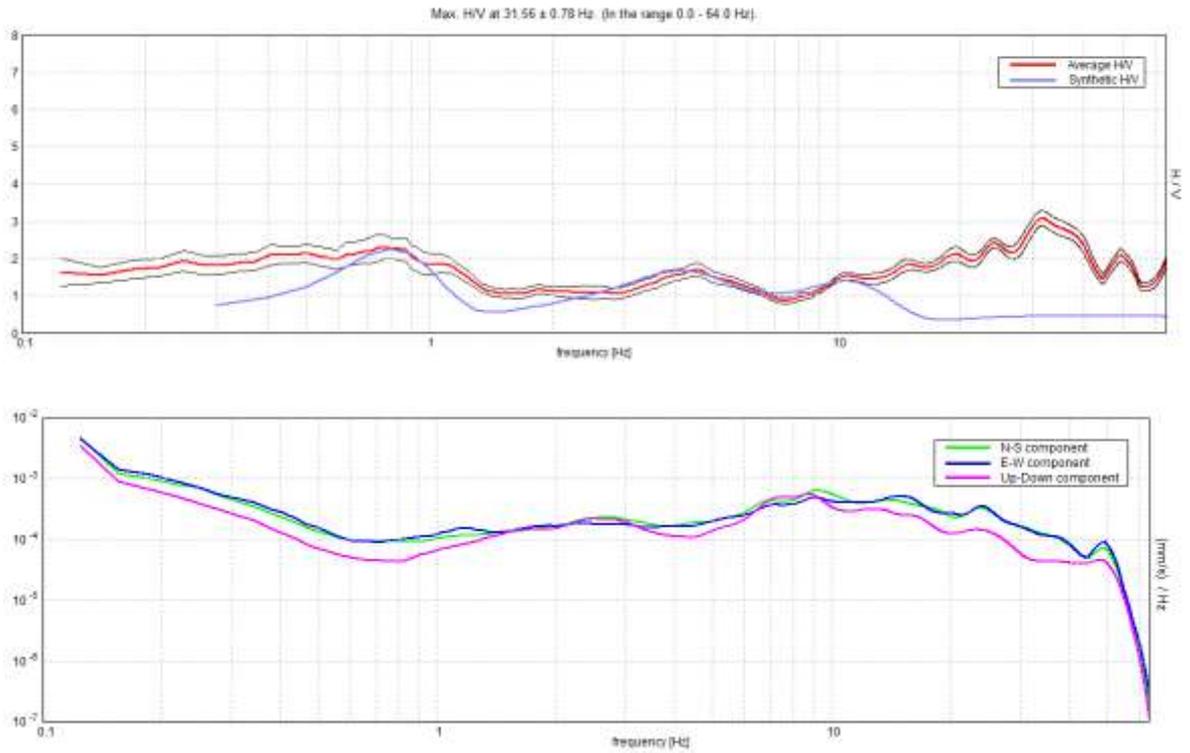


Serie temporale H/V durante la misura e in seguito alla rimozione dei disturbi

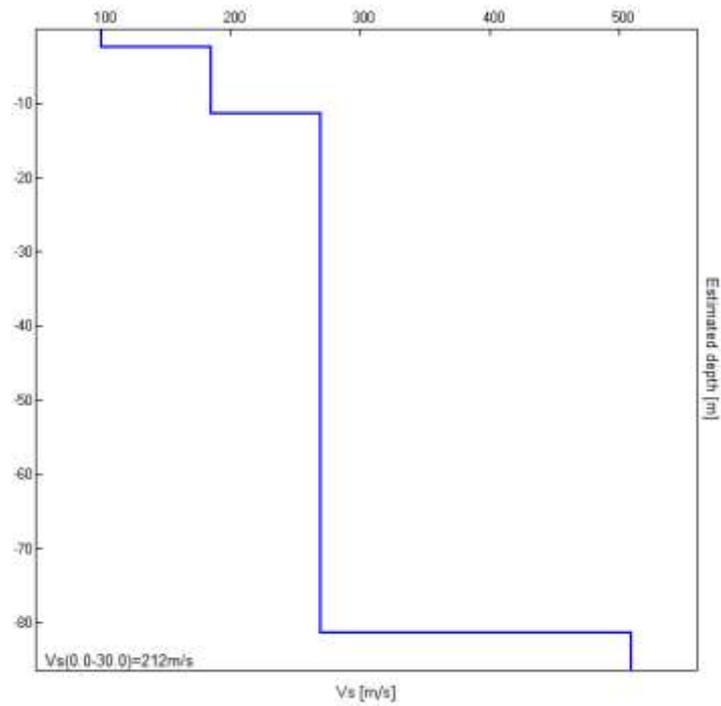


Curve H/V e deviazione standard prima e dopo la rimozione dei disturbi

Modellazione



Dall'alto in basso: curva H/V nella prima immagine; spettri delle singole componenti nella seconda immagine





Andamento della Vs con la profondità

Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Frequenza [Hz]
2,40	2,40	100	10,40
11,40	9,00	185	5,13
81,40	70,00	270	0,96
∞	∞	510	-

Interpretazione

Le due registrazioni effettuate presentano ognuna tre picchi di risonanza e risultano discretamente correlabili lateralmente.

Il primo picco (≈ 10 Hz) può essere interpretato come il passaggio dai terreni più superficiali, rimaneggiati e alterati ai sottostanti depositi alluvionali: le Vs passano dall'ordine di grandezza dei 100 m/s a circa 200 m/s.

Il secondo picco (≈ 5 Hz), invece, è associabile, verosimilmente, ad un miglioramento delle caratteristiche dei terreni, soprattutto in termini di addensamento.

Il terzo picco (≈ 1 Hz), infine, segnala la presenza del bedrock sismico, avente Vs dell'ordine dei 500 m/s.

Le misure effettuate hanno fornito, nell'ordine, i seguenti valori di Vs,eq (coincidenti, nel caso specifico, ai valori di Vs,30, non essendosi rinvenuto il bedrock sismico entro i primi 30 m di profondità): 255 m/s e 212 m/s.

Tali valori permettono di attribuire il suolo alla categoria sismica C.

5. DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO: DETERMINAZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI "fk" DEI PARAMETRI DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Le prove utilizzate hanno consentito di ricostruire un assetto caratterizzato dalla presenza, al di sotto di una sottile coltre superficiale di terreno vegetale dello spessore di alcune decine di centimetri, di un primo orizzonte, spinto fino alla profondità di circa 2,40 - 3,30 m, costituito da limo sabbioso, debolmente argilloso, sciolto. Oltre tale livello e fino alla profondità di - 6,0 / - 6,6 m il terreno si presenta per lo più sabbioso e ghiaioso in matrice limosa, a supporto clastico, moderatamente addensato. Oltre tale livello e fino alla massima profondità investigata, pari a -8,4 m da p.c., si osserva la presenza di sabbia limosa sciolta, con raro ghiaietto, scarsamente addensata.

Ai sensi del punto 6.2.2 "Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica" del D.M. 17/01/2018, per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro per ogni stato limite considerato. I valori caratteristici delle proprietà fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere dedotti dall'interpretazione dei risultati di specifiche prove di laboratorio su campioni rappresentativi di terreno e di prove e misure in sito.



Ciò premesso, l'interpretazione dei risultati delle prove penetrometriche, ottenuta mediante la correlazione del n° di colpi misurato con opportuni grafici e tabelle ha consentito di attribuire i parametri fisici necessari per i successivi calcoli geotecnici, riassunti in tabella 1.

In particolare, con N_{30} è indicato il numero medio di colpi nell'intervallo considerato per avanzamenti unitari di 30 cm normalizzati alla prova penetrometrica standard internazionale SPT, φ è l'angolo di attrito, E_y è il modulo elastico, mentre γ_n e γ_s sono rispettivamente il peso di volume naturale e saturo. Viene fornito il modello geotecnico del sottosuolo (tabella 1).

Tab. 1: caratterizzazione fisica dei litotipi presenti nell'area investigata

Livello	da m	a m	Litologia	N_{30}	φ (°)	E_y (kN/m ²)	γ_n (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)
1	0,0	2,4 ÷ 3,3	Limo sabbioso, debolmente argilloso, sciolto, comprensivo dello strato superficiale di terreno vegetale ricco di sostanza organica	4,1	29,1	4293	14,7	18,4
2	2,4 ÷ 3,3	6,0 ÷ 6,6	Sabbia e ghiaia in matrice limosa, a supporto clastico, moderatamente addensata	15,1	32,2	14773	18,4	19,1
3	6,0 ÷ 6,6	> 8,4	Sabbia limosa sciolta, con raro ghiaietto, scarsamente addensata	7,4	30,1	7827	16,1	18,7

6. DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO, DELLA CATEGORIA TOPOGRAFICA E DEI PARAMETRI SISMICI DI SITO E DI PROGETTO IN RELAZIONE ALLA PERICOLOSITA' SISMICA DELL'AREA

L'indagine geognostica e geofisica condotta deve consentire anche l'attribuzione della categoria di sottosuolo ai sensi del D.M. 14/01/2008 – Norme Tecniche sulle Costruzioni: quanto svolto ed esposto nelle pagine che precedono ha portato a definire quale categoria di suolo di fondazione la C.

Tuttavia, l'area di intervento ricade all'interno di un ambito dove viene riconosciuto lo scenario di Pericolosità Sismica Locale (PSL) Z4a (fig. 1) con amplificazioni sismiche di carattere litologico, dove la DGR 2616/2011 prevede la realizzazione di un Secondo Livello di approfondimento per i comuni classificati in Zona Sismica 3.

Lo Studio Geologico del comune di Capergnanica non possiede tale studio di approfondimento di secondo livello, e pertanto tale analisi deve essere svolta a scala progettuale.



Tale approfondimento consiste nella definizione del fattore di amplificazione sismica (F_a) locale del sito in esame che viene posto in relazione con il corrispondente F_a soglia comunale predefinito da Regione Lombardia per due diverse categorie di edifici (quelli con periodo di oscillazione compreso tra 0.1 e 0.5 secondi, cioè edifici bassi, regolari e rigidi, e quelli con periodo compreso tra 0.5 e 1.5 secondi, cioè edifici alti e flessibili). Nel caso in cui l' F_a di sito risulti pari o inferiore a quello soglia comunale significa che la normativa nazionale è sufficiente a salvaguardare dagli effetti di amplificazione sismica locale, ovvero può essere utilizzata la categoria di suolo di fondazione determinata sperimentalmente.

Diversamente, nel caso in cui l' F_a di sito risulti superiore a quello soglia comunale significa che la normativa nazionale risulta insufficiente a salvaguardare dagli effetti di amplificazione sismica locale, e pertanto o si procede con approfondimenti sismici di III° livello oppure si utilizza la categoria di sottosuolo inferiore.

In allegato 5 si riporta l'esito dell'approfondimento sismico condotto, da quel si è ottenuto un fattore di amplificazione locale inferiore al valore soglia comunale.

Ne risulta che la normativa nazionale è sufficiente a garantire dagli effetti di amplificazione sismica locale, e **nei calcoli geotecnici si dovrà pertanto far riferimento alla Categoria di Sottosuolo C**, così come definita nella tabella 3.2.II ricavata dalle NTC 2018.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Per quanto riguarda la categoria topografica, il sito in esame appartiene ad un contesto pressoché pianeggiante.

Nei calcoli geotecnici si potrà pertanto far riferimento alla Categoria Topografica T1, così come definita nella tabella 3.2.III ricavata dalle NTC 2018



Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia ultimi che di esercizio, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite ultimi (SLU) dinamici sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

Gli stati limite di esercizio (SLE) dinamici sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO)
- Stato Limite di Danno (SLD)

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento **PVR**, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella tabella seguente (tratta dalle NTC 2018).

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

I quattro stati limite sono ordinati per azione sismica crescente e per probabilità di superamento decrescente.

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, che è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo ("periodo di riferimento" V_R espresso in anni), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata "Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento" PVR.

La pericolosità sismica è definita in termini di:

- accelerazione orizzontale massima attesa "ag" in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria A), con superficie topografica orizzontale (categoria T1);



- ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR.

Il periodo di riferimento VR si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso CU:

$$VR = VN \times CU$$

Il valore del coefficiente d'uso CU è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella sottostante tabella tratta dalle NTC 2018.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Per quanto attiene la classe d'uso, la tipologia di costruzione in progetto rientra nella **classe I**.

La vita nominale di un'opera strutturale **VN** è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella tabella sottostante (tratta dalle NTC 2018).

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Nel caso specifico per le tipologie di costruzione in progetto si assume un valore di vita nominale pari ad almeno 50 anni.

Ne deriva che il periodo di riferimento **VR è pari a 35 anni**.

Ai fini delle NTC le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- ag: accelerazione orizzontale massima al sito;
- Fo: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T*C: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.



Una delle novità delle NTC è appunto la stima della pericolosità sismica basata su una griglia di 10751 punti, ove viene fornita la terna di valori a_g , F_0 e T^*C per nove distinti periodi di ritorno TR.

Il primo passo consiste nella determinazione di **ag** (accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido), a partire dalle coordinate geografiche dell'opera da verificare, che vengono di seguito forniti.

Il dettaglio di tutti i parametri sismici riferiti al sito e al progetto in esame è riportato in allegato 6 e nel prospetto grafico che segue. In particolare, la definizione dei parametri sismici medesimi, funzione della classe d'uso e della vita nominale dell'opera in progetto, risulta differente a seconda dei diversi stati limite a cui è riferita.

Si ricorda che, ai sensi della vigente normativa, il rispetto dei vari stati limite dinamici viene considerato conseguito nei confronti di tutti gli stati limite ultimi SLU quando siano soddisfatte le verifiche al solo SLV, mentre nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio SLE quando siano rispettate le verifiche relative al solo SLD.

Pertanto, nel caso in esame, per le verifiche all'SLV si dovrà utilizzare un'accelerazione massima di 1.038 m/s^2 , a cui corrispondono valori di K_h e K_v rispettivamente pari a 0.021 e 0.011, mentre per le verifiche all'SLD si dovrà utilizzare un'accelerazione massima di 0.443 m/s^2 , a cui corrispondono valori di K_h e K_v rispettivamente pari a 0.009 e 0.005.

Stati limite

Classe Edificio: Presenza occasionale di persone, edifici agricoli

Vita nominale: 50

Integrità: Media ponderata

CU = 4.7

Stato Limite	T_1 [s]	a_g [g]	F_0	T_1^* [s]
Operatività (SLO)	30	0.028	2.585	0.187
Danno (SLD)	35	0.058	2.519	0.202
Integrità vita (SO5)	332	0.071	2.570	0.289
Prevenzione collasso (SLC)	662	0.096	2.589	0.293

Periodo di riferimento per l'azione sismica: 35

Coefficienti sismici

Tipologia: Edificio ad pareti e fondazioni

Stati di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti: 2

Car. Intersuolo: C

Car. Topografica: T1

	SLU	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione sismologica	1.50	1.50	1.50	1.50
CC Coeff. funz. categoria	1.80	1.78	1.60	1.57
ST Amplificazione topografica	1.00	1.00	1.00	1.00

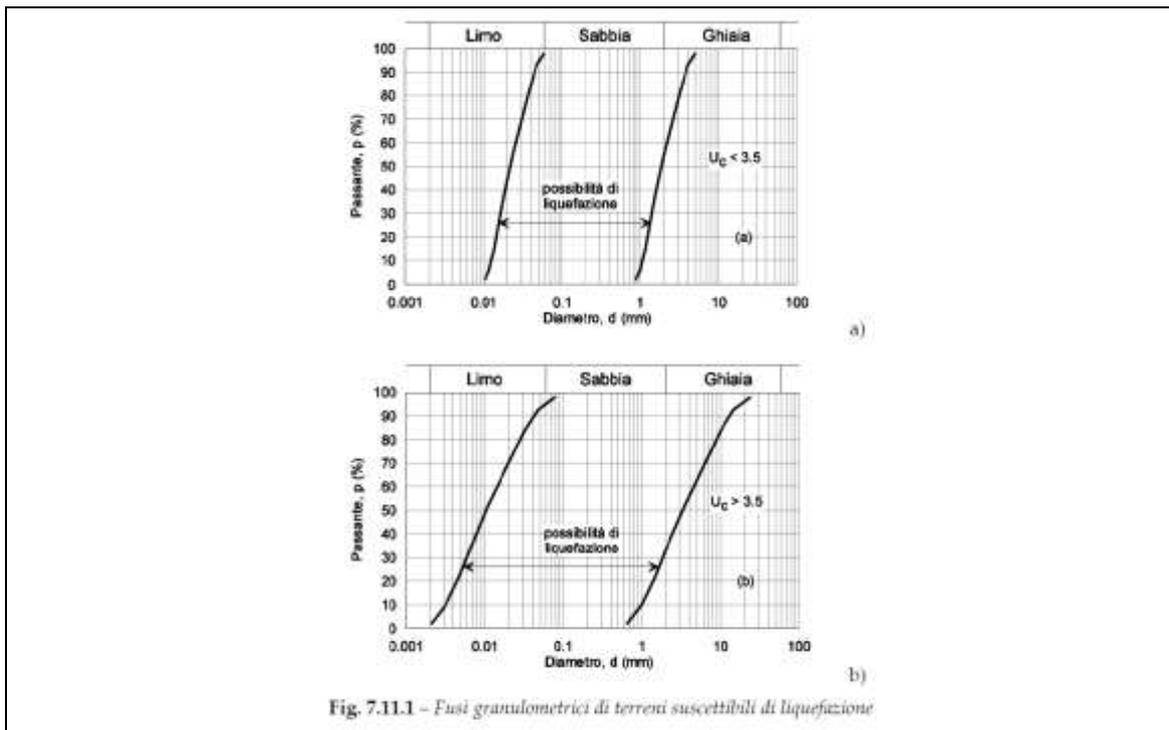
Acc. in massima attesa al sito (a_g): 0.0

Coefficienti	SLU	SLD	SLV	SLC
k_h	0.008	0.009	0.021	0.027
k_v	0.004	0.005	0.011	0.014
Ampl. [m/s^2]	0.415	0.443	1.036	1.320
Sito	0.200	0.200	0.200	0.200

6.1 Analisi della suscettibilità alla liquefazione del terreno

La liquefazione è un fenomeno di riduzione della resistenza al taglio causata dall'incremento della pressione neutra in un terreno saturo non coesivo durante uno scuotimento sismico. Ai sensi del punto 7.11.3.4 delle NTC 2018 la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori a 0.1 g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m da p.c., per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_I)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_I)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1 (a) della NTC 2018 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$, ed in figura 7.11.1 (b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.



Sulla base del modello geologico descritto in precedenza e dei dati propri di sismicità del sito non è possibile escludere la verifica a liquefazione basandosi sui primi due requisiti previsti dalle NTC 2018

In assenza di analisi granulometriche che consentano l'applicazione dei criteri di esclusione 3 e 4, non è possibile escludere il fenomeno della liquefazione sulla base dei 4 prerequisiti proposti dalla



normativa vigente, e si rende necessario procedere con il calcolo del fattore di sicurezza nei confronti di tale rischio.

Tra i metodi semplificati di calcolo viene utilizzato quello di Seed e Idriss (1971), così come modificato da Tokimatsu e Yoshimi (1983), basato su una procedura semi-empirica che richiede la conoscenza di pochi parametri geotecnici, quali granulometria, numero dei colpi della prova standard SPT, densità relativa e peso di volume. Il metodo prevede un confronto tra le caratteristiche meccaniche dei terreni (valutata prevalentemente sui risultati di prove di sito) con l'eventuale occorrenza nel medesimo sito del fenomeno della liquefazione, a seguito di una sollecitazione sismica (stimata attraverso la massima accelerazione attesa in superficie).

L'applicazione del metodo descritto ha consentito di definire un valore di fattore di sicurezza nei confronti della suscettibilità a liquefazione per ciascuno strato individuato durante la fase di prospezione geognostica, riassunti nella tabella che segue.

Tab. 2: *verifica della suscettibilità a liquefazione del terreno*

Liv.	da m	a m	Litologia	fattore di sicurezza	Condizione
1	0,0	2,4 ÷ 3,3	Limo sabbioso, debolmente argilloso, sciolto, comprensivo dello strato superficiale di terreno vegetale ricco di sostanza organica	--	Fuori falda Livello non liquefacibile
2	2,4 ÷ 3,3	6,0 ÷ 6,6	Sabbia e ghiaia in matrice limosa, a supporto clastico, moderatamente addensata	--	Fuori falda Livello non liquefacibile
3	6,0 ÷ 6,6	> 8,4	Sabbia limosa sciolta, con raro ghiaietto, scarsamente addensata	1,572	Livello non liquefacibile

L'applicazione del metodo descritto ha consentito di definire un valore di fattore di sicurezza nei confronti della suscettibilità a liquefazione superiore a 1 per il livello posto sotto la quota della falda.

L'area in esame non risulta pertanto suscettibile al fenomeno della liquefazione in caso di sisma.



7. VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI TERRENI ATTRAVERSO IL METODO DELLE "TENSIONI AMMISSIBILI" E STIMA DEI CEDIMENTI – D.M. LL.PP. 11/03/1988

N.B.: METODO NON PIU' AMMESSO

Sebbene la più recente normativa settoriale abbia completamente sostituito l'approccio nel calcolo geotecnico, da una modalità alle cosiddette Tensioni Ammissibili (D.M.LL.PP. 11/03/1988, non più applicabile ad alcun caso) a quella agli Stati Limite (D.M. II. e TT. 17/01/2018 "Norme Tecniche sulle Costruzioni"), si ritiene possa risultare utile per un confronto tra i risultati cui i diversi metodi perverranno, e sui quali è naturalmente maturata una diversa sensibilità ed esperienza da parte degli operatori, l'esecuzione delle elaborazioni con entrambi i metodi.

Ogni calcolo e verifica, sia di tipo geotecnico che strutturale, dovrà quindi essere basata **esclusivamente** sul metodo agli stati limite e non su quanto contenuto nel paragrafo che segue, che vuole avere esclusivamente carattere orientativo e di collegamento con il metodo maggiormente utilizzato in passato nel territorio in esame e sul quale è ormai consolidata una maggiore esperienza e sensibilità da parte degli operatori.

Ciò premesso, il terreno di fondazione deve essere in grado di sopportare il carico trasmesso dalla costruzione su di esso gravante, senza che si verifichi una rottura per taglio. Inoltre, i cedimenti provocati dal carico trasmesso devono essere tali da non compromettere l'integrità della struttura.

Il calcolo della resistenza limite al taglio, o capacità portante ultima, q_{ult} , è stato effettuato tenendo conto che le prescrizioni sulla capacità portante ammissibile (q_{amm}) per le fondazioni superficiali impongono un **fattore di sicurezza minimo** pari a **3** (D.M. LL. PP. 11/03/1988, art. C.4.2).

La capacità portante del terreno è stata ricavata inserendo il modello stratigrafico del terreno in un apposito codice di calcolo che utilizza la seguente espressione generale (1):

$$Q_{ult} = c' * N_c * D_c * S_c * I_c * G_c * B_c + \gamma' * N_q * D_q * S_q * I_q * G_q * B_q + 0.5 * \gamma' * B * N_\gamma * D_\gamma * S_\gamma * I_\gamma * G_\gamma * B_\gamma \quad (1)$$

dove:

Q_{ult} = Pressione ultima a rottura

B, D = Larghezza (lato minore o diametro per fondazioni circolari) e profondità di incastro

c', C_u = Coesione drenata, non drenata

γ, γ' = Densità totale, sommersa

N_c, N_q, N_γ = Fattori di Capacità Portante (funzione di ϕ)

$s_c, s_q, s_\gamma, s_c', s_q', s_\gamma'$ = Fattore di forma (drenato/non drenato)

$d_c, d_q, d_\gamma, d_c', d_q', d_\gamma'$ = Fattore di profondità (drenato/non drenato)

$i_c, i_q, i_\gamma, i_c', i_q', i_\gamma'$ = Fattore di inclinazione del carico (drenato/non drenato)

$g_c, g_q, g_\gamma, g_c', g_q', g_\gamma'$ = Fattore di inclinazione del terreno - fondazione su pendio (drenato/non drenato)

$b_c, b_q, b_\gamma, b_c', b_q', b_\gamma'$ = Fattore inclinazione del piano di fondazione - base inclinata (drenato/non drenato).

La scelta delle condizioni di calcolo a lungo e/o breve termine è condotta inserendo i parametri geotecnici dei terreni attraversati (ϕ, γ , etc...), passaggio che può comportare l'annullamento di alcuni dei



termini dell'equazione sopra esposta (come nel caso di terreni coesivi con $\varphi = 0$, o di terreni granulari con $C_u=0$). Ogni relazione di portanza di cui sopra utilizza fattori di capacità portante e fattori di correzione (fattori di forma, di profondità ...) nella formulazione matematica sviluppata dal relativo autore.

Sulla scorta delle informazioni fornite dalla Committenza, i calcoli sono stati impostati prevedendo fondazioni dirette di tipo lineare nastriforme, di larghezza variabile e compresa fra 100 e 200 cm, alte 30 cm (valore assunto quale quota di incastro della fondazione nel terreno) e impostate sul livello 1 di tabella 1 (la coltre superficiale di terreno vegetale e/o riportato/rimaneggiato dovrà essere sempre rimossa).

I risultati ottenuti sono riportati nella tabella che segue. Si precisa che il valore di Q_{amm} riportato è già depurato del fattore di sicurezza 3 previsto dal D.M. 11/03/1988.

Si specifica inoltre che:

- Nella definizione del valore di capacità portante si è fatto riferimento alla formulazione di Hansen, 1970;
- Nella stima del valore di cedimento atteso si è fatto riferimento alla formulazione di Burland e Burbidge (1985)

Tab. 3: determinazione della capacità portante ammissibile (Q_{amm})

tipo di fondazione e dimensioni	Q_{amm} (kN/m ²)	Stima dei cedimenti (mm) conseguenti all'applicazione di Q_{amm}
Lineare nastriforme larga 100 cm	64	10.1
Lineare nastriforme larga 150 cm	77	16.6
Lineare nastriforme larga 200 cm	92	24.8

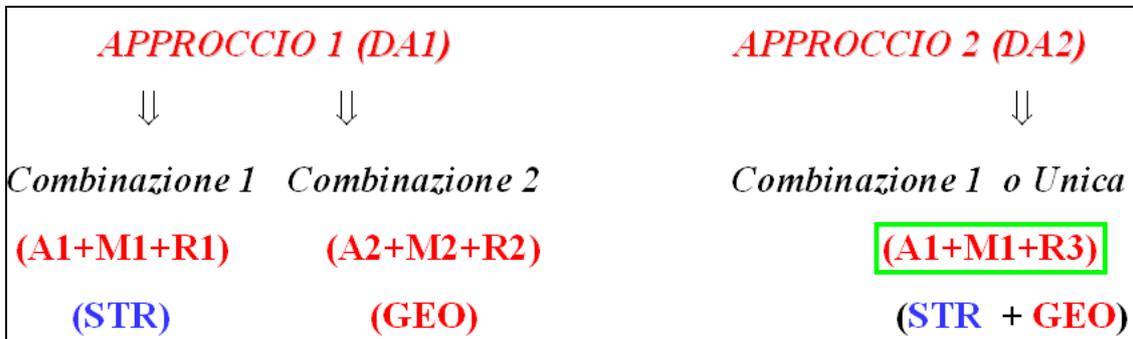
8. VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" AL COLLASSO PER CARICO LIMITE DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 17/01/2018) – CONDIZIONI STATICHE

N.B.: UNICO METODO UTILIZZABILE

Gli Stati Limite Ultimi "SLU" determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni riguardano il collasso per carico limite nei terreni di fondazione e per scorrimento sul piano di posa. L'azione di progetto è la componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di posa. La resistenza di progetto è il valore della forza normale al piano di posa cui corrisponde il raggiungimento del carico limite nei terreni di fondazione. Per quanto riguarda l'analisi al



carico limite, nelle verifiche SLU nei confronti degli Stati Limite Ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si adotta un solo (evidenziato in verde) approccio/combinazione tra i quattro diversi previsti dalle NTC:



Le diverse combinazioni sono formate da gruppi di coefficienti parziali γ :

A = Azioni γ_F

M = resistenza dei materiali (terreno) γ_M

R = resistenza globale del sistema γ_R

Quindi, nell'approccio 1 si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni A, per la resistenza dei materiali M ed eventualmente per la resistenza globale del sistema R. Per entrambe le combinazioni si impiegano i coefficienti parziali γ riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I contenute nelle NTC di cui al D.M. 17/01/2018, che seguono. Diversamente, nell'approccio 2 si impiega un'unica combinazione sia per il dimensionamento strutturale STR che per quello geotecnico GEO, impiegando i medesimi coefficienti ma con diversa associazione.

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato (**evidenziato** quello oggetto del presente elaborato tecnico):

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - **collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;**
 - collasso per scorrimento sul piano di posa;
 - stabilità globale.
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.



A meno della verifica di stabilità globale, le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto. La verifica di stabilità globale invece deve essere effettuata secondo la combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e con un γ_R di 1,1 quale valore di R3.

Il D.M. 17/01/2018 prevede le verifiche al carico limite con il solo Approccio 2, per il quale la combinazione dei parametri è A1 + M1 + R3, e la limitazione delle verifiche di stabilità globale alla combinazione A2 + M2 + R2 con $\gamma_R=1,1$.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_G)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G2}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$



In sintesi, l'approccio in uso e previsto dalla normativa non prevede l'applicazione di un fattore di sicurezza unico (come previsto dal vecchio D.M. 11/03/1988 pari a 3 nel caso di fondazioni superficiali) applicato al valore di portanza ottenuto attraverso i tradizionali codici di calcolo, ma consiste nell'utilizzo di coefficienti di sicurezza parziali applicati ai vari fattori che determinano il risultato dell'equazione

$$R_d/\gamma R \geq E_d \quad (2)$$

che verifica la sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo SLU, ove R_d è la resistenza di progetto mentre E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni.

Nel caso in esame viene determinato esclusivamente il valore della resistenza di progetto del terreno R_d .

La determinazione dei valori di R_d è stata effettuata inserendo all'interno del codice di calcolo di cui all'equazione 1) i parametri geotecnici attribuiti ai terreni di fondazione e considerando le medesime tipologie fondazionali già descritte nel capitolo che precede.

Tab. 4: determinazione dei valori di ***Rd in condizioni statiche*** per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 17/01/2018 e per le tipologie fondazionali considerate

tipo di fondazione e dimensioni	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR) kN/m ²
Lineare nastriforme larga 100 cm	192	192
Lineare nastriforme larga 150 cm	232	232
Lineare nastriforme larga 200 cm	277	277

I risultati riportati nella tabella 4 sono riferiti esclusivamente al valore di R_d (o capacità portante). In assenza dei valori di progetto dell'azione E_d , di competenza del Progettista Strutturista, si è ritenuto utile procedere al calcolo dei valori per i quali risulta verificata l'equazione:

$$R_d/\gamma R \geq E_d \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Nella tabella che segue sono riportati i suddetti valori di E_d (valori di progetto dell'azione uguali o inferiori a quelli sotto elencati soddisfano i requisiti previsti dalle NTC). Si specifica che il valore riportato dovrà essere confrontato con il valore di azione E_d già comprensivo dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I, colonne A1 e/o A2.



Tab. 5: determinazione dei valori Rd/γ_r corrispondenti agli **Ed massimi** (comprensivi dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I) **in condizioni statiche** per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 17/01/2018 e per le tipologie fondazionali considerate.

tipo di fondazione e dimensioni	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m ²
Lineare nastriforme larga 100 cm	83	192
Lineare nastriforme larga 150 cm	101	232
Lineare nastriforme larga 200 cm	120	277

* Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale STR il coefficiente γ_r non deve essere portato in conto, ossia $R3=R1=1$

9. VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO "SLE" (D.M. 17/01/2018) – CONDIZIONI STATICHE

Le opere e le varie tipologie strutturali devono garantire la sicurezza anche nei confronti degli stati limite di esercizio SLE, intesi come la capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio. Deve quindi essere verificata l'equazione:

$$Ed \leq Cd \quad (3)$$

dove:

Ed: valore di progetto degli effetti dell'azione (cedimento)

Cd: valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti e deformazioni che possono compromettere la funzionalità di una struttura)

Uno SLE ha carattere reversibile nel caso in cui si esamini una situazione in cui la deformazione o il danno cessino con l'estinguersi della causa che ha determinato il superamento dello stato limite. Se, pur non avendosi il collasso (determinato dal superamento dello Stato Limite Ultimo), l'opera subisce lesioni tali da renderla inutilizzabile, si è in presenza di danni irreversibili o di deformazioni permanenti inaccettabili.

Ad esempio, nel caso di una fondazione superficiale, ciò può verificarsi quando i cedimenti del terreno superano una soglia critica, provocando delle distorsioni angolari non accettabili negli elementi della sovrastruttura.

L'applicazione di un carico ad un terreno naturale comporta lo sviluppo di un cedimento, che consiste nello spostamento verticale del terreno di appoggio della fondazione, funzione principalmente delle proprietà degli strati compressibili e dell'intensità e distribuzione della pressione verticale su questi strati. L'esperienza ha dimostrato che la pressione verticale può essere calcolata con sufficiente cura, assumendo che il terreno sotto la costruzione sia perfettamente elastico ed omogeneo.



Basandosi su queste ipotesi e applicando il metodo di Boussinesq è possibile ricostruire la distribuzione degli sforzi applicati al terreno dalle fondazioni in progetto alle diverse profondità (figura 6), consentendo una stima dei cedimenti totali previsti ottenuta per sommatoria dei cedimenti valutati per porzioni omogenee di terreno di spessore sufficientemente piccolo.

Per il calcolo dei cedimenti viene applicata la seguente equazione:

$$w = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta H_i \cdot \Delta \sigma_{zi}}{E_i}$$

dove:

- n: numero degli strati di terreno;
- ΔH_i : altezza dello strato i-esimo
- $\Delta \sigma_{zi}$: incremento medio della pressione verticale indotto dall'area di carico nello strato i-esimo
- E_i : modulo elastico dello strato i-esimo

Il calcolo è esteso fino alla profondità Z per la quale è soddisfatta la seguente equazione:

$$\Delta \sigma_z < \alpha * \Delta \sigma'_{v0}$$

dove:

- α = coefficiente variabile fra 0.10 e 0.20
- $\Delta \sigma'_{v0}$ = pressione geostatica verticale efficace

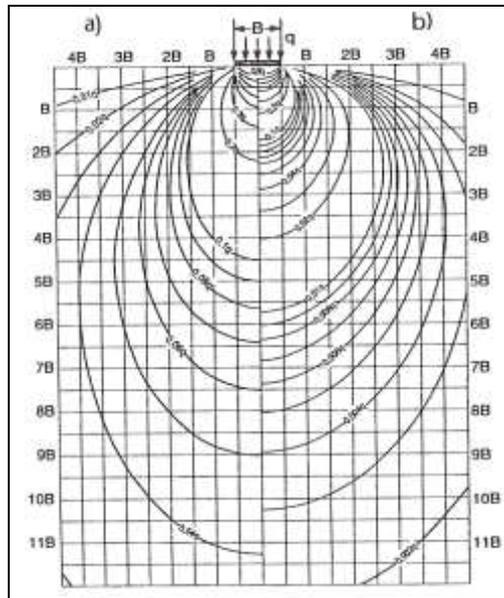


Figura 6: curve di uguale pressione verticale sotto una fondazione: a) nastriforme - b) quadrata

Ai sensi del D.M. 17/01/2018, nella verifica agli SLE, devono essere considerati i valori di azione esercitati dalla/e struttura/e in progetto (di competenza del Progettista Strutturista); in assenza di tale dato



non è stato possibile impostare i calcoli relativi allo sviluppo del cedimento teorico al di sotto delle fondazioni secondo il metodo agli S.L.E.

Per ogni altra valutazione in proposito si rinvia pertanto alle valutazioni numeriche esposte nel capitolo relativo alla stima dei cedimenti secondo il metodo alle tensioni ammissibili. L'aspetto potrà essere oggetto di approfondimento o di ulteriore verifica/calcolo una volta noti i reali valori di azione o carico agenti sulle opere di fondazione e trasmessi al terreno di appoggio.

10. VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" E DI ESERCIZIO "SLE" DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 17/01/2018) – CONDIZIONI DINAMICHE

Sulla scorta della sismicità propria dell'area, della pericolosità sismica locale e dei parametri sismici di sito e di progetto, descritti ed esposti nel capitolo n. 6, vengono quindi determinati i valori di resistenza dinamica allo SLU (SLV) per i terreni interessati dalla posa delle fondazioni.

Ai sensi delle NTC 2018, - punto 7.11.5.3.1, la capacità del complesso fondazione-terreno deve essere verificata con riferimento allo stato limite ultimo (SLV) nei confronti del raggiungimento della resistenza per carico limite e per scorrimento, nel rispetto della condizione $E_d \leq R_d$ e adottando i coefficienti parziali della Tabella 7.11.II.

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

In tutte le verifiche, la procedura adottata per il calcolo della resistenza deve essere congruente con quella adottata per il calcolo delle azioni. Più precisamente, la resistenza può essere valutata con approcci di tipo pseudo-statico se la determinazione delle azioni discende da un'analisi pseudo-statica o di dinamica modale.

Sulla scorta delle indicazioni contenute nella Circolare n. 7 del 21/01/2019 emanata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, viene fatto riferimento al paragrafo C7.11.5.3.1, che riporta per le fondazioni superficiali:

"L'analisi pseudo statica delle fondazioni si esegue utilizzando valori unitari per i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici [...]. L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nella parte di sottosuolo che interagisce con l'opera e in variazioni delle sollecitazioni normali, di taglio e nei momenti flettenti sulla fondazione [...] (effetto inerziale). Nelle verifiche a carico limite, le NTC consentono di trascurare le azioni inerziali agenti nel volume di terreno sottostante la fondazione. In tal caso l'effetto dell'azione sismica si



traduce nella sola variazione delle azioni di progetto in fondazione rispetto a quelle valutate nelle combinazioni statiche. La verifica viene condotta con le usuali formule del carico limite tenendo conto dell'eccentricità e dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa. In tal caso si adotta un coefficiente γ_r a carico limite pari a 2,3. Nel caso in cui si considerino esplicitamente le azioni inerziali nel volume di terreno al di sotto della fondazione, le NTC consentono di utilizzare un coefficiente γ_r a carico limite più basso e pari a **1,8**. In tal caso, le accelerazioni nel volume di sottosuolo interessato dai cinematismi di rottura modificano i coefficienti di capacità portante in funzione del coefficiente sismico pseudo-statico k_h , che simula l'azione sismica in tale volume di terreno”.

Sulla base di quanto premesso, l'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze di inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale). Nell'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati K_{hi} e K_{hk} , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito. L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico K_{hi} e viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa. L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente $N\gamma$ in funzione del coefficiente sismico K_{hk} ; il fattore $N\gamma$ viene quindi moltiplicato sia per il coefficiente correttivo dell'effetto inerziale, sia per il coefficiente correttivo per l'effetto cinematico.”

Il metodo descritto consente quindi di giungere alla definizione di nuovi valori di R_d “dinamici”, che tengano conto della sismicità dell'area considerata, della tipologia di opera in costruzione e delle caratteristiche litologiche e topografiche del sito investigato.

Sulla base della progettazione esecutiva delle opere in previsione, sono stati ipotizzati dagli scriventi i dati strutturali di interesse antisismico relativi a una struttura con un periodo T del modo fondamentale di vibrare pari a 0,212 s e fattore di struttura q pari a 1,5. L'aspetto, su richiesta del progettista strutturista, potrà essere approfondito e rivisto sulla scorta dei reali e definitivi parametri propri delle strutture, al momento non noti. I valori dedotti dall'elaborazione descritta sono riportati nella tabella che segue.



Tab. 6: determinazione dei valori di **Rd in condizioni dinamiche (all'SLV)** per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 17/01/2018 e per le tipologie fondazionali considerate

tipo di fondazione e dimensioni	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR) kN/m ²
Lineare nastriforme larga 100 cm	143	143
Lineare nastriforme larga 150 cm	160	160
Lineare nastriforme larga 200 cm	180	180

I risultati riportati nella tabella 6 sono riferiti esclusivamente al valore di Rd (o capacità portante agli stati limite ultimi dinamici Q_{SLVdin}). In assenza dei valori di progetto dell'azione Ed, di competenza del Progettista Strutturista, si è ritenuto utile procedere al calcolo dei valori per i quali risulta verificata l'equazione:

$$Rd/\gamma_r \geq Ed \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Nella tabella che segue sono riportati i suddetti valori di **Rd/γr**.

Si specifica che il valore riportato dovrà essere confrontato con il valore di azione Ed già comprensivo dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I, colonne A1 e/o A2.

Tab. 7: determinazione dei valori Rd/γ_r corrispondenti agli **Ed massimi accettabili** (comprensivi dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I) **in condizioni dinamiche (all'SLV)** per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 17/01/2018 e per le tipologie fondazionali considerate.

tipo di fondazione e dimensioni	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m ²
Lineare nastriforme larga 100 cm	79	143
Lineare nastriforme larga 150 cm	89	160
Lineare nastriforme larga 200 cm	100	180

* Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale STR il coefficiente γ_r non deve essere portato in conto, ossia $R3=R1=1$

Come già descritto per il calcolo in condizioni statiche, anche in condizioni dinamiche, in assenza del dato di azione di progetto, non è possibile procedere con il calcolo dello stato limite di esercizio (cedimento) in condizioni dinamiche calcolato all'SLD. Si rimanda pertanto a quanto già esposto relativamente alla stima dei cedimenti secondo il metodo alle "tensioni ammissibili" in condizioni statiche.



11. CONCLUSIONI

Riepilogando, la Committenza ha affidato agli scriventi la redazione di una Relazione Geologica e Relazione Geotecnica, come previsto dal D.M. II. e TT. del 17/01/18 "*Norme Tecniche sulle Costruzioni*", dalla DGR 2616/2011 e dalla DGR 5001/2016, in comune di Capergnanica (CR), nelle aree identificate catastalmente al Foglio n. 4, particella n. 36, a supporto della progettazione di un intervento di costruzione nuovo insediamento per allevamento suini.

Le indagini condotte consentono di esprimere le seguenti considerazioni conclusive:

- dal punto di vista geologico l'area si inserisce all'interno di un panorama caratterizzato dalla presenza di depositi di origine fluvioglaciale, legati all'attività e all'evoluzione dei bacini del Serio e dell'Adda;
- dal punto di vista idrogeologico il sottosuolo dell'area in esame si caratterizza per la presenza di una falda freatica con valori di soggiacenza che si attestano a circa - 9 m da p.c. Si tratta di una quota che, pur passibile di oscillazioni, consente di escludere qualsiasi interferenza con il progetto in esame, privo di vani interrati;
- dal punto di vista geomorfologico non è stata osservata la presenza di dinamiche attive o quiescenti che possano porsi in contrasto o anche solo costituire una significativa limitazione alla realizzazione dell'intervento proposto;
- dal punto di vista idraulico l'area risulta affrancata dal rischio di coinvolgimento in fenomeni esondativi di corsi d'acqua superficiali
- dal punto di vista stratigrafico, il sottosuolo si caratterizza per la presenza, al di sotto di una sottile coltre superficiale di terreno vegetale dello spessore di alcune decine di centimetri, di un primo orizzonte, spinto fino alla profondità di circa 2,40 - 3,30 m, costituito da limo sabbioso, debolmente argilloso, sciolto. Oltre tale livello e fino alla profondità di - 6,0 / - 6,6 m il terreno si presenta per lo più sabbioso e ghiaioso in matrice limosa, a supporto clastico, moderatamente addensato. Oltre tale livello e fino alla massima profondità investigata, pari a -8,4 m da p.c., si osserva la presenza di sabbia limosa sciolta, con raro ghiaietto, scarsamente addensata;
- il calcolo relativo alla portanza del terreno è stato eseguito sia col metodo delle Tensioni Ammissibili (di cui al D.M.LL.PP. 11/03/88 - metodo non più ammesso) che attraverso il metodo degli Stati Limite (NTC di cui al D.M. 17/01/2018), prevedendo fondazioni dirette di tipo lineare nastriforme, di larghezza variabile e compresa fra 100 e 200 cm, alte 30 cm (valore assunto quale quota di incastro della fondazione nel terreno) e impostate sul livello 1 di tabella 1 (la coltre superficiale di terreno vegetale e/o riportato/rimaneggiato dovrà essere sempre rimossa);
- Attraverso il metodo alle Tensioni Ammissibili ha fornito i valori di capacità portante ammissibile (già depurati del fattore di sicurezza 3) e dei relativi cedimenti riportati nella tabella che segue:



tipo di fondazione e dimensioni	Q _{amm} (kN/m ²)	Stima dei cedimenti (mm) conseguenti all'applicazione di Q _{amm}
Lineare nastriforme larga 100 cm	64	10.1
Lineare nastriforme larga 150 cm	77	16.6
Lineare nastriforme larga 200 cm	92	24.8

- la verifica agli Stati Limite Ultimi in **condizioni statiche** ha portato alla definizione dei valori di Ed massimi accettabili (R_d/γ_r) riportati nella tabella che segue. Si ricorda che tali valori di azione massima sono comprensivi dei coefficienti parziali A1 e A2 sulle azioni (tab. 6.2.I);

tipo di fondazione e dimensioni	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m ²
Lineare nastriforme larga 100 cm	83	192
Lineare nastriforme larga 150 cm	101	232
Lineare nastriforme larga 200 cm	120	277

* Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale STR il coefficiente γ_r non deve essere portato in conto, ossia R₃=R₁=1

- la verifica agli Stati Limite di Esercizio in **condizioni statiche**, in assenza dei valori di azione di progetto, in applicazione del dettame delle vigenti NTC, non è risultata possibile. Analogamente non è risultata possibile la verifica degli SLE in condizioni dinamiche all'SLD;
- in condizioni dinamiche la verifica agli stati limite ultimi è stata condotta considerando una **categoria di suolo C, categoria topografica T1, classe d'uso I e vita nominale ≥ 50 anni**. La combinazione di queste condizioni applicata al sito di interesse ha fornito i parametri sismici riportati nel capitolo 6. L'approccio all'elaborazione in condizioni sismiche previsto dalle NTC ha portato alla definizione dei valori di R_d/γ_r (corrispondenti agli Ed massimi applicabili, comprensivi dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I) **in condizioni dinamiche (all'SLV)** che seguono:



tipo di fondazione e dimensioni	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m ²
Lineare nastriforme larga 100 cm	79	143
Lineare nastriforme larga 150 cm	89	160
Lineare nastriforme larga 200 cm	100	180

* Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale STR il coefficiente γ_r non deve essere portato in conto, ossia $R3=R1=1$

- la verifica a liquefazione ha portato ad escludere che il sottosuolo dell'area esaminata possa risultare passibile di tale fenomeno in caso di sisma.

Sulla base dell'indagine svolta, premesso quanto sopra e fatte salve le indicazioni tecniche riportate, è possibile ritenere l'intervento in progetto compatibile con l'assetto geologico dell'ambito in cui esso ricade e con le caratteristiche geotecniche del sottosuolo, in relazione al quale dovrà essere attentamente concepito e nel rispetto delle prescrizioni indicate e degli accorgimenti e suggerimenti contenuti nelle pagine che precedono.

Inoltre, è possibile reputare quanto in progetto conciliabile con gli strumenti di pianificazione territoriale di natura geologica e idrogeologica di cui Capergnanica è dotata; pertanto, oltre ad ottemperare agli obblighi di legge previsti a livello nazionale e comunitario, l'indagine svolta evade le prescrizioni vigenti a livello comunale in merito agli approfondimenti geologici necessari per la realizzazione di nuovi interventi edificatori all'interno della Classe di Fattibilità 2.

07/04/2020

dott. Giulio Mazzoleni, geologo

dott. Davide Incerti, geologo

La proprietà intellettuale e il diritto d'autore del presente elaborato appartengono in maniera esclusiva ai firmatari. Ogni riproduzione, anche parziale, deve essere autorizzata. Ogni utilizzo diverso da quello previsto deve considerarsi illegittimo.

Allegato 1

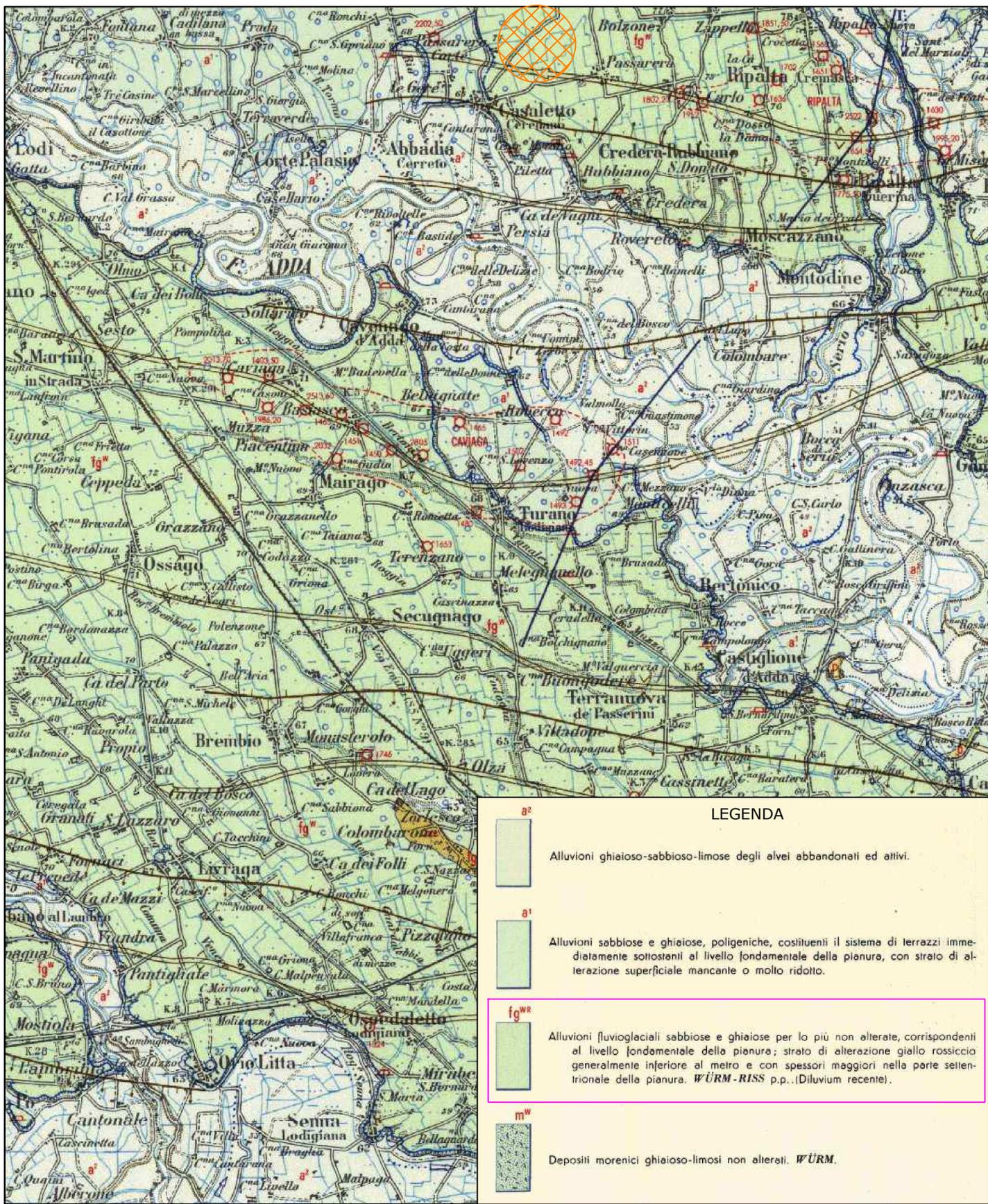
INQUADRAMENTO GEOGRAFICO
SCALA 1:10.000
(C.T.R. stralcio)



Scala 1:10.000 - C.T.R. sez. C6b5 e C7b1 (stralcio)

Allegato 2

INQUADRAMENTO GEOLOGICO
SCALA 1:100.000



CARTA GEOLOGICA D'ITALIA, FOGLIO 60 "PIACENZA", scala 1:100.000, stralcio



Ubicazione area indagata



Unità geologica di interesse

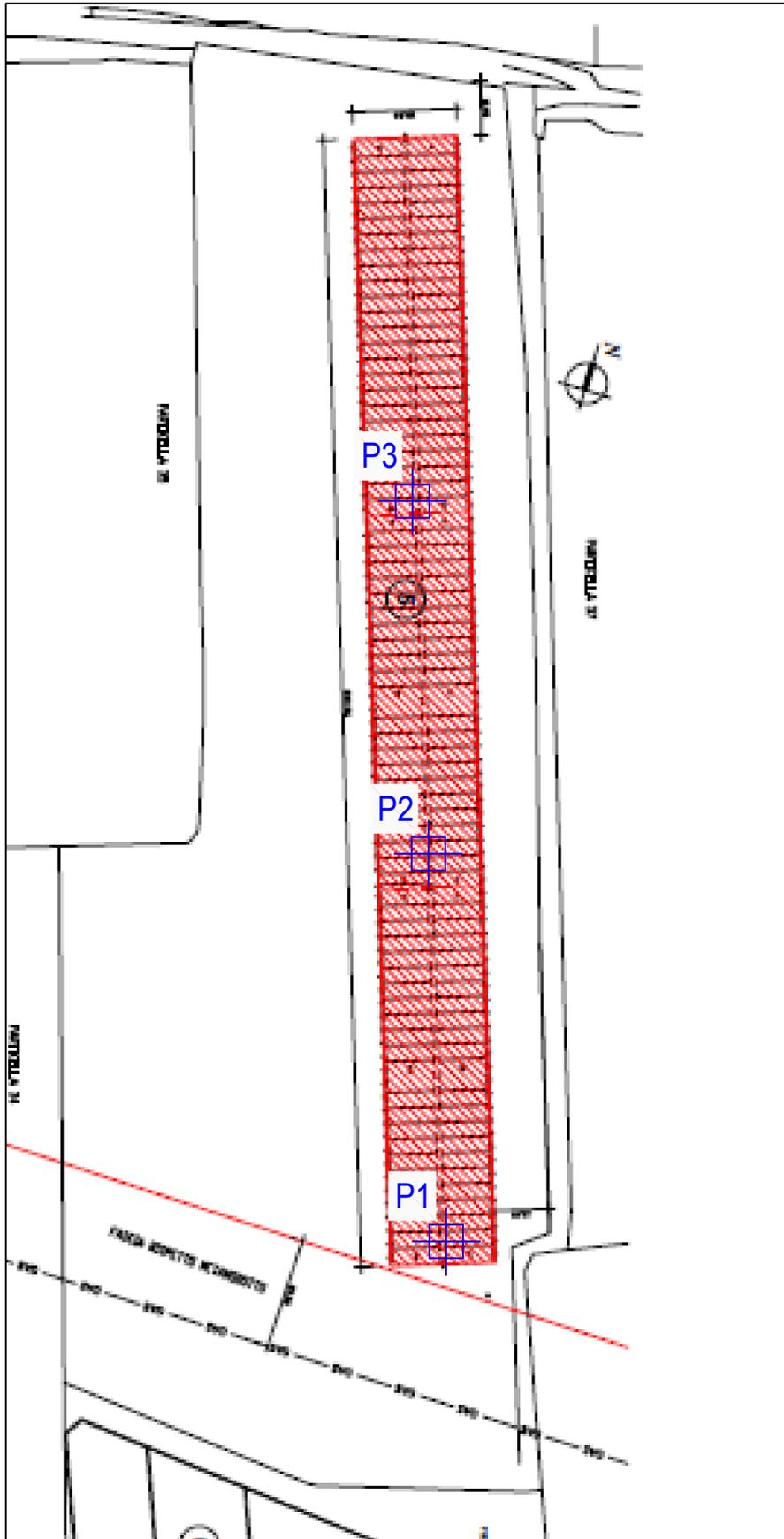


Allegato 3

UBICAZIONE PROVE
PENETROMETRICHE
DINAMICHE

e

CARATTERISTICHE
TECNICHE
DELL'ATTREZZATURA DI
PROVA



P1  Ubicazione prove penetrometriche dinamiche

PENETROMETRO DINAMICO IN USO: **TG 73-100 M-A.C**

<u>Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici</u>		
<i>TIPO</i>	<i>Sigla riferimento</i>	<i>Peso Massa Battente M (kg)</i>
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$
Pesante	DPH (Heavy)	$40 < M < 60$
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	$M \geq 60$

CARATTERISTICHE TECNICHE: TG 73-100 M-A.C

PESO MASSA BATTENTE	M =	73.00 Kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H =	0.75 m
DIAMETRO PUNTA CONICA	D =	51.00 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A =	20.43 cm ²
ANGOLO APERTURA PUNTA	α =	60°
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La =	0.90 cm
PESO ASTE PER METRO	Ma =	6.31 Kg
PROF. GIUNZIONE 1° ASTA	P1 =	0.30 m
AVANZAMENTO PUNTA	δ =	0.30 m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N =	N(30) → Relativo ad un avanzamento di 30 cm
RIVESTIMENTO/FANGHI	NO	
ENERGIA SPECIFICA X COLPO	Q =	(Mh)/(A δ) = 8.93 Kg/cm ² (prova SPT: Qspt = 7.83 kg/cm ²)
COEFF. TEORICO DI ENERGIA	β_t =	Q/Qspt = 1.141 (teoricamente: Nspt = β_t N)

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd [funzione del numero di colpi N]
(FORMULA OLANDESE):

$$R_{pd} = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$$

Rpd	=	resistenza dinamica punta [area A]
e	=	infissione per colpo = δ / N
M	=	peso massa battente (altezza caduta H)
P	=	peso totale aste e sistema battuta

Allegato 4

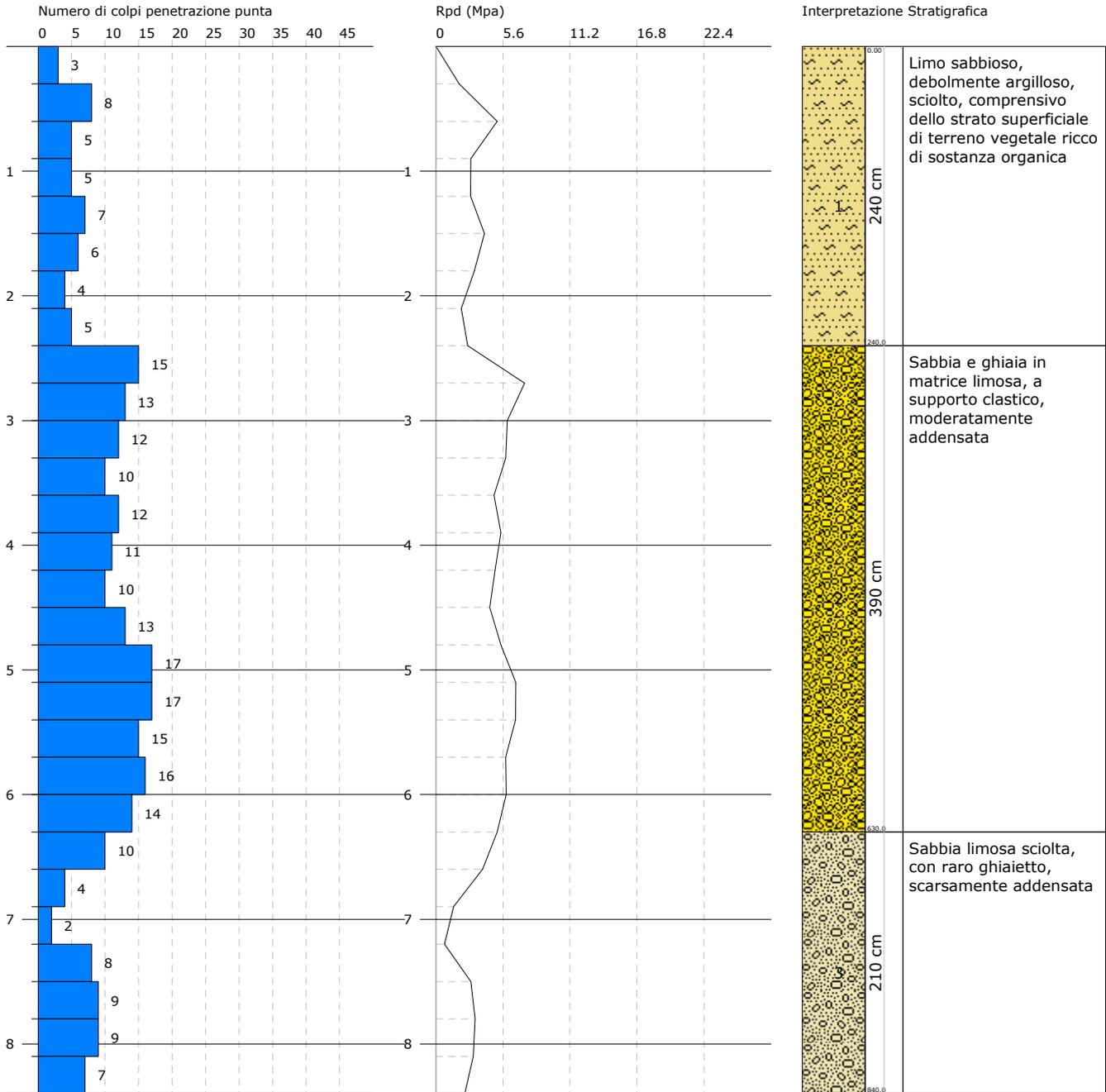
DIAGRAMMI PROVE
PENETROMETRICHE
DINAMICHE

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1
Strumento utilizzato... SCPT (Standard Cone Penetration Test)

Committente: Allevamento Bianchetti Luigia
 Cantiere: Costruzione nuova porcellaia
 Località: Capergnanica (CR) - Foglio 4, mappale 36

Data: 01/10/2019

Scala 1:50

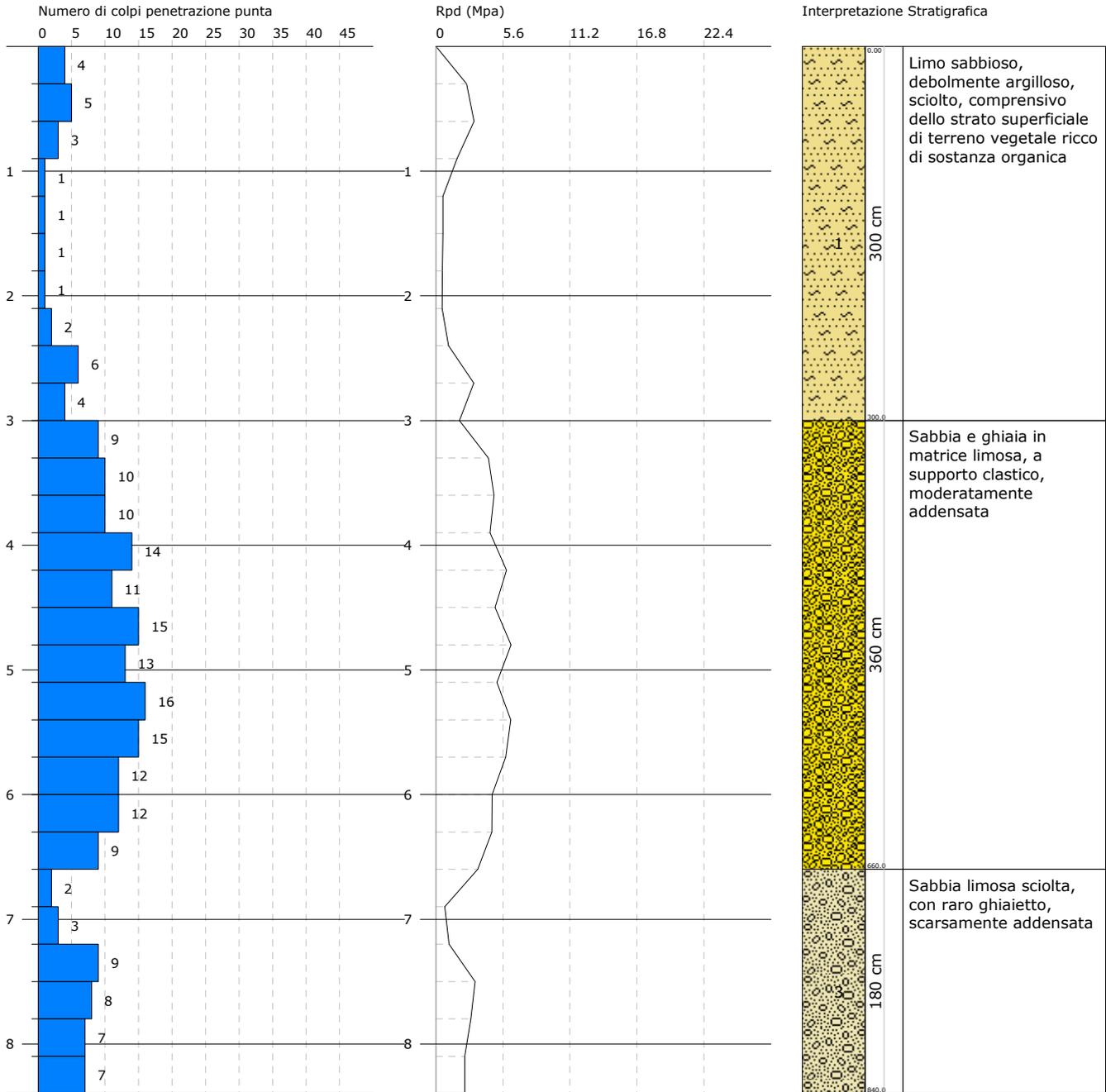


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2
Strumento utilizzato... SCPT (Standard Cone Penetration Test)

Committente: Allevamento Bianchetti Luigia
 Cantiere: Costruzione nuova porcilaia
 Località: Capergnanica (CR) - Foglio 4, mappale 36

Data: 01/10/2019

Scala 1:50

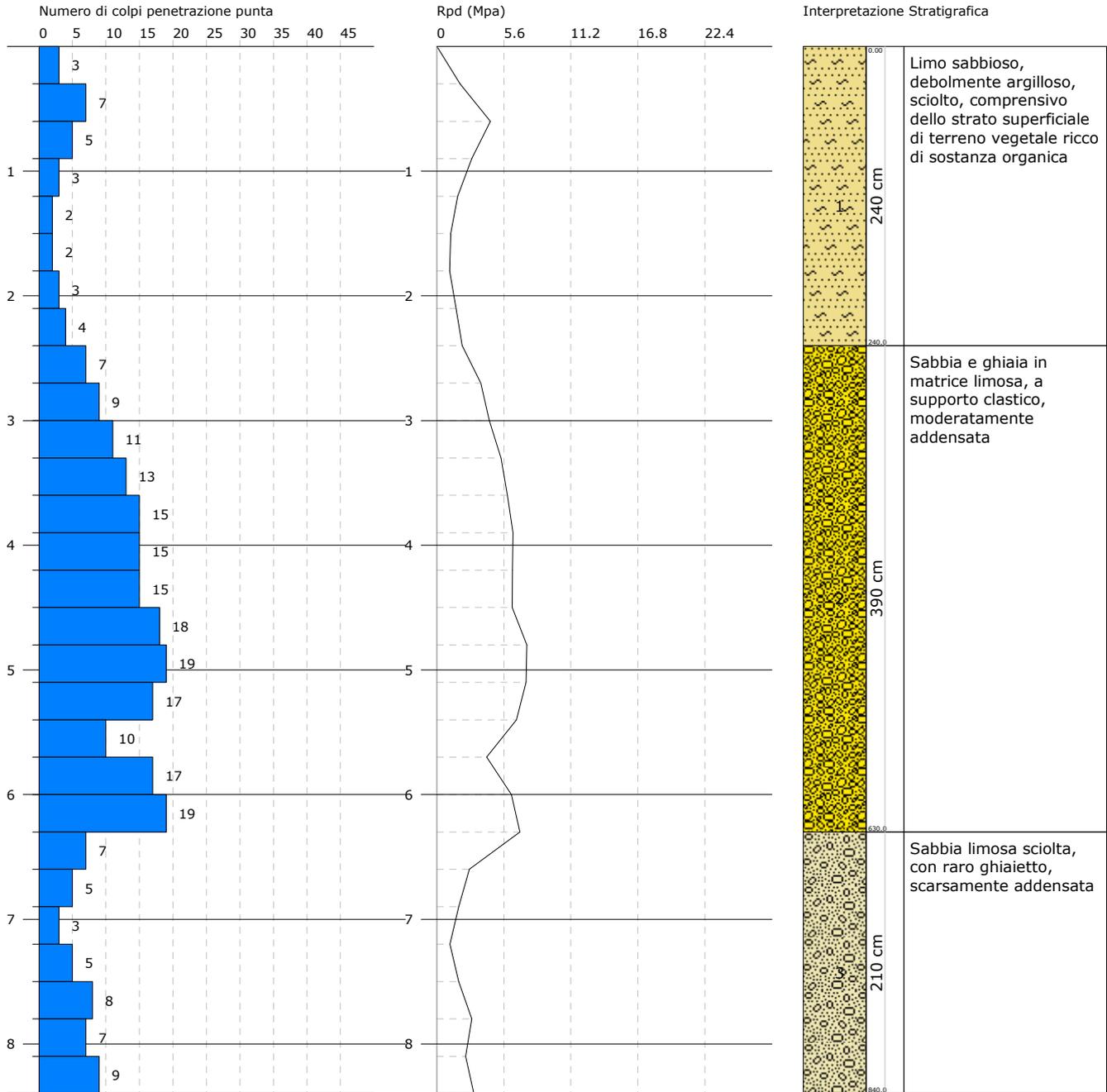


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.3
Strumento utilizzato... SCPT (Standard Cone Penetration Test)

Committente: Allevamento Bianchetti Luigia
 Cantiere: Costruzione nuova porcellaia
 Località: Capergnanica (CR) - Foglio 4, mappale 36

Data: 01/10/2019

Scala 1:50



Allegato 5

APPROFONDIMENTO
SISMICO DI II° LIVELLO

Approfondimento 5 relativo agli aspetti sismici (App5) - AMPLIFICAZIONE

Tenuto conto di tutti i dati illustrati in relazione e quindi del modello stratigrafico-geofisico-geotecnico evidenziato, possono essere applicate le procedure finali dell'All. 5 della D.G.R. 9/2616/2011 per la Stima degli Effetti Litologici e del relativo Fattore di amplificazione (Fa) di sito.

Sono stati esaminati gli scenari di Pericolosità Sismica Locale, funzione della litologia, individuati per l'area del territorio comunale oggetto di approfondimento di 2° livello, per la quale sono stati acquisiti i dati di sismica passiva.

Si è proceduto a definire in primo luogo la Categoria di Sottosuolo attribuibile al sito, tenendo conto della normativa vigente (D.M. 17/01/18) ed a partire dal piano di campagna.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Per l'ambito esaminato i terreni possono essere classificati come appartenenti alla **categoria C**.



In accordo con la procedura, la successione stratigrafica di riferimento e lo spessore e la velocità di ciascuno strato, come definiti mediante la sismica passiva (n. 2 misurazioni), sono stati **riportati nelle "Schede di Stima degli Effetti Litologici" (figura nella pagina successiva)**.

Il primo passo della procedura prevede la definizione della scheda di valutazione (All. 5 D.G.R. 9/2616/2011) più idonea alla stima degli effetti litologici.

Sulla base delle informazioni acquisite durante la fase di indagine geognostica condotta sull'area in esame, nonché delle informazioni già in possesso degli scriventi derivate da altre analisi geologiche realizzate sul territorio di Capergnanica, nell'impossibilità di applicare la scheda riferita ai terreni limoso-sabbiosi tipo 1 (in quanto il profilo ricostruito esce dal campo di validità) o ghiaiosa, è stata utilizzata la scheda per la litologia **sabbiosa**, tenuto conto dei campi di validità riportati nei diagrammi Z-Vs (correlazione profondità- velocità onde sismiche), secondo quanto indicato in proposito dagli Enti Competenti. Nell'applicazione della scheda (unica alla quale è possibile fare riferimento), non si è tenuto conto dell'indicazione fornita nella DGR 2616/2011 che, al paragrafo 2.2.2 dell'Allegato 15, specifica che: *"In presenza di alternanze litologiche con inversioni di velocità con la profondità, si potrà utilizzare la scheda di valutazione che presenta l'andamento delle Vs con la profondità più simile a quella riscontrata nell'indagine e si accetteranno anche i casi in cui i valori di Vs escano dal campo di validità solo a causa dell'inversione"*. Nel caso specifico, come ben visibile nella figura che segue, il profilo Z-Vs esce dal campo di validità alla profondità compresa fra - 60 e - 80, ma non a causa dell'inversione di velocità che si registra in corrispondenza di questo strato. La scheda per la litologia sabbiosa utilizzata si può pertanto ugualmente ritenere ottimamente rappresentativa della stratigrafia presente in sito.

Il passo successivo permette, per la scheda litologica scelta, la definizione della curva caratteristica da utilizzare per la stima del valore di Fa di sito. La profondità del primo strato o del primo strato equivalente (spessore > 4 m) e la relativa velocità Vs, definiscono la curva caratteristica da utilizzare ai fini dei calcoli. Qualora lo strato superficiale abbia una profondità inferiore a 4 m (come nel caso in esame, dove tale strato è profondo solo 2.4 m) si deve utilizzare, per la scelta della curva, lo strato superficiale equivalente, a cui si assegna una velocità Vs calcolata come media pesata del valore di Vs degli strati superficiali la cui somma supera i 4 m di spessore. Nel caso specifico, ne è risultato uno strato superficiale equivalente di spessore pari a 81.4 m e con una velocità Vs di 256 m/s.

E' stato quindi calcolato il valore del periodo del sito (T), riportato nella scheda in allegato (pari a 1,232 s), ottenuto considerando tutta la stratigrafia fino alla profondità in cui il valore è uguale o superiore a 800 m/sec ed utilizzando la formula riportata nell'All.5 della DGR 2616/11.

Si è quindi proceduto alla stima del fattore di amplificazione di sito (Fa di sito). Nel calcolo di tale fattore non è stata utilizzata alcuna curva (indicazione NA) riferita all'intervallo di periodo compreso fra 0.1 e 0.5 s (valido per edifici bassi, regolari e piuttosto rigidi, a cui può essere associato il capannone in progetto), in accordo alla metodologia prevista dalla normativa citata, ove la sigla NA indica $Fa = 1$.

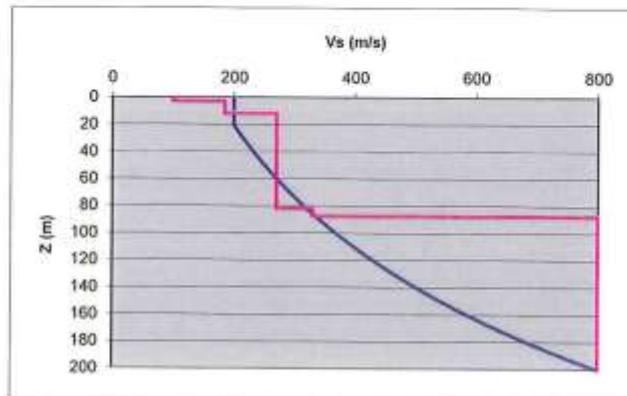
Ne è risultato un fattore di amplificazione Fa pari a 1.

STIMA DEGLI EFFETTI LITOLOGICI - ANALISI DI 2° LIVELLO

secondo le procedure dell'All.5 - d.g.r. 9-2616 del 30/11/2011

TERRENO SABBIOSO

Prof base	Nspt	Vs
0		
2,4		100
11,4		185
81,4		270
87		330
150		800
200		800
250		800
300		800
350		800
400		800
Oltre 30 m		> 800



Primo strato	
Prof base:	81,4
Vs	256

Periodo del sito	
T (s)	1,232

Curva caratteristica	
n°	NA

Profondità primo strato (m)	Profondità primo strato (m)																							
	1-3	4	5-12	13	14	15	16	17	18	20	25	30	40	50	60	70	80	100	110	130	140	160	180	
200	2	1-2	2																					
250	2	1-2	2	2	2	2	2	2	2			NA	NA	NA										
300	2	1-2	2	2	2	2	2	2	2			NA	NA	NA	NA									
350	2	2	2	2	2	2	2	2	2					NA	NA	NA								
400															NA	NA	NA	NA						
450															NA	NA	NA	NA	NA					
500																		NA	NA	NA	NA			
600																			NA	NA	NA	NA	NA	
700																				NA	NA	NA	NA	NA

VERIFICA

Valori Fa di sito

0,1 s < T < 0,5 s	1,0
-------------------	-----

0,5 s < T < 1,5 s	1,0
-------------------	-----

COMUNE DI Capergnanica (CR)

Valori di Fa di soglia

Terreni di tipo:

B	C	D	E
1,4	1,8	2,2	1,9

1,7	2,4	4,1	3,0
-----	-----	-----	-----

Il Fattore di Amplificazione (Fa) calcolato (1.0) risulta inferiore a quello soglia (1,8) fornito da Regione Lombardia per i terreni di categoria C (come ricavato dall'indagine geofisica condotta) e per edifici con periodo di oscillazione compreso fra 0,1 e 0,5 s (edifici bassi, regolari e piuttosto rigidi), cui appartiene l'edificio in progetto



2.4 **Considerazioni conclusive**

Una volta calcolato il Fattore di Amplificazione F_a di sito, la valutazione del grado di protezione viene effettuata in termini di contenuti energetici confrontando tale valore con un parametro di analogo significato calcolato dal Politecnico di Milano per ciascun comune della Regione Lombardia, e per le diverse categorie di suolo (Norme Tecniche per le Costruzioni) soggette ad amplificazioni litologiche (B, C, D ed E).

Tale valore di riferimento rappresenta il valore soglia oltre il quale lo spettro proposto dalla normativa risulta insufficiente a tenere in considerazione la reale amplificazione presente nel sito.

Nel caso specifico, il valore fornito da Regione Lombardia per il Comune di Capergnanica, riferito all'intervallo di periodo compreso fra 0.1 e 0.5 s, è pari a 1.8 per terreni di categoria C (la categoria di suolo di fondazione è stata stabilita sulla base dell'esito della prospezione geofisica condotta).

Ne risulta che il Fattore di Amplificazione F_a calcolato (1) è inferiore al valore soglia proposto da Regione Lombardia (1.8, quindi la normativa nazionale è sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica).

Come conseguenza dell'analisi condotta, si ritiene possibile terminare l'approfondimento 5 relativo agli aspetti sismici utilizzando la categoria di Sottosuolo pari a quella corrispondente al $V_{s,eq}$ misurato.

Nei calcoli geotecnici si dovrà pertanto far riferimento alla categoria di Sottosuolo C

Aprile 2020

dott. geol. Giulio Mazzoleni

dott. geol. Davide Incerti

Allegato 6

PARAMETRI SISMICI DI
SITO E DI PROGETTO

Allegato_6

Parametri sismici

Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii
Muro rigido: 0

Sito in esame.

latitudine: 45,3323186756592
longitudine: 9,628831421031
Classe: 1
Vita nominale: 50

Siti di riferimento

3802,792	Sito 1 ID: 12932	Lat: 45,3215	Lon: 9,5827	Distanza:
2155,983	Sito 2 ID: 12933	Lat: 45,3238	Lon: 9,6536	Distanza:
4903,312	Sito 3 ID: 12711	Lat: 45,3737	Lon: 9,6504	Distanza:
5820,281	Sito 4 ID: 12710	Lat: 45,3715	Lon: 9,5794	Distanza:

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C
Categoria topografica: T1
Periodo di riferimento: 35anni
Coefficiente cu: 0,7

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %
Tr: 30 [anni]
ag: 0,028 g
Fo: 2,505
Tc*: 0,197 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 35 [anni]
ag: 0,030 g
Fo: 2,516
Tc*: 0,202 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 332 [anni]
ag: 0,071 g
Fo: 2,570
Tc*: 0,280 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 682 [anni]
ag: 0,090 g
Fo: 2,568
Tc*: 0,293 [s]

Coefficienti sismici Stabilità dei pendii

SLO:

Ss: 1,500
Cc: 1,800
St: 1,000
Kh: 0,008
Kv: 0,004
Amax: 0,415
Beta: 0,200

SLD:

Ss: 1,500
Cc: 1,780
St: 1,000

Allegato_6

Kh: 0,009
Kv: 0,005
Amax: 0,443
Beta: 0,200
SLV:
Ss: 1,500
Cc: 1,600
St: 1,000
Kh: 0,021
Kv: 0,011
Amax: 1,038
Beta: 0,200
SLC:
Ss: 1,500
Cc: 1,570
St: 1,000
Kh: 0,027
Kv: 0,014
Amax: 1,329
Beta: 0,200

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50
Geostru

Coordinate WGS84
latitudine: 45.331385
longitudine: 9.627785